

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

Є. С. Сєдишев

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД»

*(для студентів 3–4 курсу напряму підготовки
6.060102 – Архітектура)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2017

Седишев Є. С. Конспект лекцій з дисципліни «Конструкції будівель та споруд» (для студентів 3–4 курсу напряму підготовки 6.060102 – Архітектура) / Є. С. Седишев ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 81 с.

Автор **Є. С. Седишев**

Рецензент канд. техн. наук **О. І. Лугченко**

Рекомендовано кафедрою Будівельних конструкцій, протокол № 6 від 28.12.2016 р.

ЗМІСТ

ВСТУП	4
ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3.1 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	
1 Тема 3.1.1 Область застосування та вимоги до металевих конструкцій	5
1.1 Короткий історичний огляд розвитку металевих конструкцій	5
1.2 Область застосування металевих конструкцій. Номенклатура металевих виробів	7
1.3 Достоїнства й недоліки металевих конструкцій.....	8
1.4 Марки і класи сталі для будівельних конструкцій.....	9
1.5 Зварні з'єднання сталевих конструкцій. Розрахунки з'єднань з стиковими і кутовими швами	12
1.6 Болтові і заклепувальні з'єднання металевих конструкцій	16
2 Тема 3.1.2 Основи розрахунку різних видів металевих конструкцій	19
2.1 Балки і балочні клітини. Підбір перерізу прокатних балок	19
2.2 Компонівка і розрахунки перерізу складених балок	22
2.3 Розрахунок сталевих елементів при центральному розтягу і стиску	30
2.4 Розрахунок сталевих елементів на дію поздовжньої сили і згинального моменту	33
2.5 Проектування сталевих колон	34
ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3.2 МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД	
3 Тема 3.2.1 Особливості проектування одноповерхових і багатоповерхових металевих каркасів	46
3.1 Каркаси одноповерхових виробничих будівель	46
3.2 Кроквяні ферми	51
3.3 Конструкції покрівель	55
3.4 Особливості проектування сталевих каркасів багатоповерхових будівель	57
4 Тема 4.2.2 Металеві споруди та їх елементи	62
4.1 Конструкції великопролітних покриттів	62
4.2 Висячі (вантові) покриття	72
4.3 Висотні споруди	77
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	81

ВСТУП

Конспект лекцій має на меті ознайомити студентів 3–4 курсу напряму підготовки 6.060102 – Архітектура з тематикою навчальної дисципліни «Конструкції будівель та споруд», а також допомогти їм при самостійній роботі над вивченням дисципліни.

Дисципліна «Конструкції будівель та споруд» викладається на 2–4 курсах навчання студентів напряму підготовки 6.060102 – Архітектура. У 6, 7 або 8 семестрах з вказаної дисципліни викладається розділ «Металеві конструкції». Загальний обсяг навчального навантаження по цьому розділу: лекції – 14...18 год; практичні заняття – 14...18 год; самостійна робота студентів – 44 год.

До самостійної роботи студентів входять: виконання курсової роботи на тему «Проектування стержнів і вузлів кроквяної ферми покриття» – 20 год; самостійна робота над заданими темами курсу – 24 год.

За курсовою роботою студенти виконують проектування сталеві кроквяної ферми покриття одноповерхової будівлі з металевим каркасом.

Завдання вивчення дисципліни для майбутнього інженера зводяться до наступного: виробити розуміння основ роботи металевих конструкцій будівель і споруд; опанувати принципи раціонального проектування металевих конструкцій з урахуванням вимог виготовлення, монтажу і надійності в експлуатації на основі техніко-економічного аналізу; сформувати навички конструювання і розрахунку металевих конструкцій для вирішення конкретних інженерних завдань з використанням норм проектування, стандартів, довідників, засобів автоматичного проектування.

Отримані за допомогою цього навчального посібника знання можуть бути використані майбутнім спеціалістом в реальному проектуванні будівельних конструкцій.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3.1 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

1 Тема 3.1.1 Область застосування та вимоги до металевих конструкцій

1.1 Короткий історичний огляд розвитку металевих конструкцій

Металеві конструкції застосовуються в усіх областях будівництва при зведенні будівель і споруд завдяки своїм універсальним якостям – високій міцності (несучої здатності); надійності роботи при різних видах напруженого стану, у важких і агресивних умовах експлуатації; ефективністю виготовлення і монтажу; відносно мала власна вага при сприйнятті значних навантажень. Крім того, метали мають високу щільність – непроникиність для газу і рідини.

З прадавніх часів і до пізнього Середньовіччя не було широкого використання заліза в будівництві у зв'язку з його дорожнечою і малими обсягами виплавки металу.

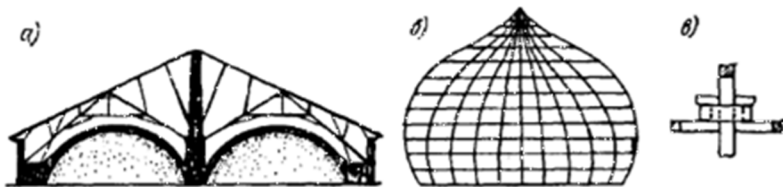


Рисунок 1.1 – Металеві конструкції XVII – XVIII ст.: а – похилі крокви; б – каркас купола; в – вузол каркасу

Метал як основний матеріал у спорудах знайшов застосування тільки з другої половини XVIII ст. Так, в 1779 р. в Англії збудовано перший чавунний арковий міст прольотом 30,5 м через ріку Северн. Аналогічний міст було збудовано і в Санкт-Петербурзі у 1784 р. Тоді ж з'явилися і змішані конструкції, у яких розтягнуті елементи виконували із заліза, а стиснуті – з чавуну; наприклад, перекриття театру Французької комедії в Парижі у 1786 р.

У XIX ст. під час першої технічної революції розвивалась промисловість, у тому числі металургійна, що дозволяло одержувати метал у великій кількості і широко застосовувати його у промисловості, на залізничному транспорті і будівництві. В 1855 р. у Санкт-Петербурзі був побудований чавунний міст із арками прольотом

до 47 м. Чавунні конструкції використані у покритті Олександрійського театру в 1832 р. та каркасі барабана Ісакієвського собору в 1858 р. Зі змішаним каркасом (чавун-залізо) було побудовано виставковий павільйон – «Кришталевий палац» у Лондоні в 1852 р.

Після винаходу в середині XIX ст. мартенівського і конвертерного способів одержання заліза з чавуну стала можливим заміна останнього в будівельних конструкціях, де можлива дія розтягу. Нові технології дозволили виплавляти залізо у великій кількості з різноманітними якісними характеристиками (сучасна сталь). Сталь виявила себе як універсальний будівельний матеріал.

Друга половина XIX ст. ознаменована видатними досягненнями в будівництві, коли з'явилися споруди з рекордними параметрами – висотами і прольотами. В 1885 р. у Чикаго споруджено перший хмарочос з металевим каркасом. В 1883 р. побудовано Бруклінський висячий міст у Нью-Йорку з головним прольотом 486 м. В 1889 р. у Парижі завершено монтаж вежі Ейфеля висотою 312 м.

Металеві конструкції покриття були застосовані у великих театрах, побудованих в Києві, Львові, Одесі. Для покриття залів міського театру у Києві використані металеві ферми прольотом 17,8 м, а у Львові прольотом 20 м і в покритті сценічної частини тут застосовані гратчасті двошарнірні арки прольотом 20 м і висотою 10 м. В покритті Бессарабського ринку у Києві (1912 р.) застосовані сталеві наскрізні тришарнірні арки прольотом 29,5 м і висотою 18 м.

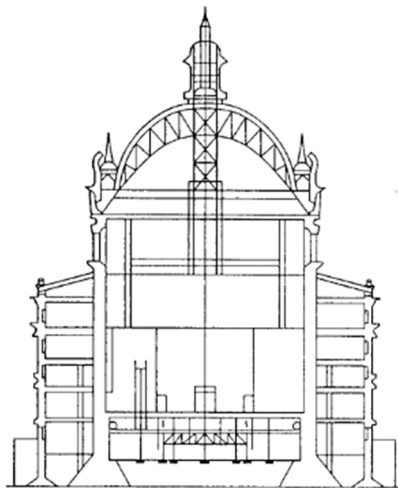


Рисунок 1.2 – Розріз по будівлі оперного театру у Львові (1897...1900 рр.)

Сталь утримує рекорди і дотепер. Найбільший проліт перекритий висячою системою – 1930 м на швидкісній автомагістралі в Японії між островами Хонсю і Сікоку. Найвищі хмарочоси з висотою понад 500 м (є проекти з висотою до 1 км). Висота телевеж і щогл досягає 550 м.

Сучасний рівень науки і техніки в Україні є результатом творчої праці вчених, інженерів та архітекторів у співдружності зі спеціалістами і інших країн. Завдяки зусиллям вчених і практиків Україна перетворилася у державу з розвиненою економікою. Зведено вугільні шахти, гірничо-збагачувальні комплекси, металургійні заводи, хімічні та інші підприємства. Побудовані теплові, атомні, гідроелектростанції. Зведено чимало транспортних споруд, зокрема великі металеві мости, метрополітени в Києві і Харкові.

1.2 Область застосування металевих конструкцій. Номенклатура металевих виробів

Сталеві конструкції ефективні при їхньому використанні в умовах значних навантажень і впливів (температурних, вібраційних та ін.), при освоєнні великих прольотів і висот. Цими обставинами пояснюється широка різноманітність галузей застосування металоконструкцій:

- каркаси промислових будівель;
- каркаси будівель з великими прольотами (спортивні споруди, виставкові павільйони, криті ринки, гаражі, ангари);
- транспортні споруди (мости, шляхопроводи, віадуки, естакади);
- каркаси висотних будівель;
- висотні споруди (башти, телевежі, щогли, опори електропередач);
- листові конструкції (резервуари, трубопроводи, бункери, газгольдери);
- кранові та інші рухомі конструкції (крани мостові, козлові, порталні, баштові; затвори, шлюзові ворота, суднопідйомники);
- конструкції спеціального призначення (атомні та хімічні реактори, конструкції ракетних пускових комплексів, радіотелескопи, морські споруди й т.п.).

В сталевих конструкціях застосовується листова і профільна прокатна сталь. Профільна сталь розділяється на сортову: круг, квадрат, штаба (смуга), кутики і фасонну: двотаври, швелери, шпунтові та інші фасонні профілі. Також широко застосовуються

сортаменти вторинних профілів: зварних, профілі яких зварені з окремих смуг або листів, і гнутих, які виробляються при холодному гнуттю сталевих смуг або листів. Найбільш дешеві це прокатні профілі. Вони безпосередньо з металургійного заводу йдуть на виготовлення металоконструкцій.

Промисловість виготовляє ряд типів профільної сталі за відповідними сортаментами:

- сталь товстолистову товщиною 4...160 мм;
- сталь тонколистову товщиною 0,5...4 мм;
- сталь широкосмугову універсальну товщиною 4...60 мм;
- профільну сталь у вигляді кутиків, швелерів, таврів, двотаврів;
- гнуті профілі товщиною 2...10 мм;
- труби з низько вуглецевої і низьколегованої сталі.

До профілів спеціального призначення, які використовуються в будівництві, можна віднести гофровані профілі (профільовані настили для покрівель і стін), профілі вікон, дверей, ліхтарів, двотаврові балки для підвісного транспорту, кранові рейки.

Для профільної сталі в таблицях сортаментів наведено ряд характеристик:

- площа перерізу A (см²);
- моменти інерції I_x, I_y (см⁴);
- моменти опору W_x, W_y (см³);
- радіуси інерції i_x, i_y (см);
- положення центру ваги перерізу;
- маса 1-го погонного метра профілю.

1.3 Достойнства й недоліки металевих конструкцій

До достоїнств металоконструкцій належать такі властивості як: непроникність, індустріальність, висока надійність, легкість, швидкість монтажу, можливість повторного застосування.

Непроникність конструкцій є наслідком властивості металу не пропускати рідину і газ.

Під індустріальністю варто розуміти пристосованість конструкцій до виготовлення на автоматичних лініях, що забезпечує високу точність і швидкість виготовлення та зниження собівартості продукції.

Надійність конструкцій визначається механічними властивостями металу: однорідністю та ізотропністю. При нормальних умовах експлуатації (без корозії) сталеві конструкції можуть надійно

виконувати свої функції дуже довго без зниження своєї міцності і спротиву деформаціям.

Відносна легкість сталевих конструкцій характеризується відношенням міцності металу до його питомої ваги. Для сталі цей коефіцієнт дорівнює 3...5, у деревини – 2, а для бетону – 0,5...1.

Разом з тим металеві конструкції мають і досить серйозні недоліки, які завжди треба мати на увазі при проектуванні й експлуатації, а саме: слабку стійкість проти корозії, втрату несучої здатності при нагріванні до високих температур (400...600 °С).

1.4 Марки і класи сталі для будівельних конструкцій

Механічні властивості сталей визначаються їхнім хімічним складом. Чисте залізе непридатне до використання у якості конструкційного матеріалу – дуже пластичне й швидко деформується при невеликих напруженнях.

Сталь – це сплав заліза з вуглецем (0,1...0,2 %) і незначними домішками, що надходять разом з рудою і паливом. Для поліпшення властивостей до складу сталі вводять легуючі компоненти.

Матеріалом для металевих конструкцій служить, в основному, сталь. Залежно від міри відповідальності конструкцій будівель і споруд, а також від умов їх експлуатації застосовують сталі різних марок. При виборі марки сталі враховують кліматичний район будівництва і групу конструкцій будівель і споруд за ДБН [2]. Характеристики деяких видів сталей приведені нижче.

За способом виготовлення сталь буває мартенівською і киснево-конверторною (їх виготовляють киплячими, спокійними і напівспокійними). Киплячу сталь відразу розливають з ковша у виливниці. Вона містить значну кількість розчинених газів. Спокійна сталь – це сталь, витримана деякий час в ковшах разом з розкислювачами (кремній, алюміній), які, з'єднуючись з розчиненим киснем, зменшують його шкідливий вплив; вона має кращий склад і одно ріднішу структуру, але дорожче киплячою на 10..15%. Напівспокійна сталь займає проміжне положення між спокійною і киплячою.

Для будівельних конструкцій застосовуються наступні марки сталей:

– сталь маловуглецева звичайної якості марки Ст3. Металургійні заводи поставляють маловуглецеві сталі з гарантією: механічних властивостей (група А), хімічного складу (група Б), механічних властивостей і хімічного складу (група В). Міра

розкислювання позначається індексами «кп» – кипляча, «пс» – напівспокійна і «сп» – спокійна, наприклад ВСт3пс. Залежно від нормованих показників (хімічного складу, механічних властивостей і ударної в'язкості) сталь ділять на категорії, наприклад ВСт3сп5, а для кожної з категорій встановлені, крім того, групи міцності 1 і 2, наприклад ВСт3сп5-1 і ВСт3сп5-2;

– сталь низьколегована марок 09Г2, 09Г2С, 10Г2С1, 1412, 15ХСНД та ін. низьколеговані сталі завжди поставляють по групі В, тому позначення починається відразу з цифр; перші дві цифри вказують на вміст вуглецю в сотих долях відсотка; буквами означають легуючі елементи (Г – марганець, З – кремній, Х – хром, Н – нікель, Д – мідь, А – азот, Ф – ванадій); цифра після букви вказує зміст цього легуючого елементу у відсотках, якщо воно перевищує 1%. Наприклад, 15ХСНД – сталь, що містить 0,15% вуглецю і легуючі добавки хрому, кремнію, нікелю, міді, причому зміст кожної добавки не перевищує 1%.

Залежно від фізико-механічних властивостей сталі розподіляються за класами (С235, С245, С255, С275...С590).

Головні фізико-механічні характеристики сталі:

- щільність $\rho = 78,5 \text{ кН/м}^3$;
- коефіцієнт лінійного розширення $\alpha = 0,12 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;
- модуль зсуву $G = 0,79 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;
- коефіцієнт поперечної деформації (Пуассона) $\nu = 0,3$.

Основними показниками опору сталі силовим впливам є характеристичні опори R_{yn} та R_{um} встановлені відповідно за границею текучості, чи умовної границі текучості, та границею міцності (тимчасовим опором).

Розрахункові опори на розтяг, стиск та згин визначають з урахуванням впливу експлуатаційних факторів:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{um}}{\gamma_m},$$

де γ_m (1,025; 1,05; 1,1) – коефіцієнт надійності за матеріалом.

Розрахунковий опір сталі на зсув (зріз): $R_s = 0,58 \cdot R_y$.

Розрахунковий опір сталі на зминання: $R_p = R_u$.

У ДБН В.2.6-198:2014 [2] наведені механічні характеристики і вказівки по застосуванню різних марок сталей для сталевих конструкцій будівель і споруд залежно від призначення конструкцій,

напруженого стану конструкції, умов її експлуатації і розрахункової негативної температури.

Основними механічними характеристиками сталі є міцність, пружність, пластичність, які визначаються випробуваннями на розтягування спеціально виготовлених образців. За результатами випробувань будують діаграму випробовуваного зразка в координатах навантаження (напруження) - відносні деформації (рис. 1.3).

При первісній довжині зразка l та площі його поперечного перерізу A зразок одержує під навантаженням N абсолютне подовження Δl . Напруження $\sigma = N/A$ викликають відносну деформацію $\varepsilon = \Delta l/l$, що й зображено на діаграмах.

До напруги, близької до межі текучості σ_T , залежність між напругою і деформаціями визначається законом Гука $\sigma = E \cdot \varepsilon$. У наведеній формулі E – коефіцієнт пропорційності, який називають модулем пружності (модуль Юнга).

При подальшому збільшенні навантаження закон Гука порушується і пряма діаграми переходить у криву, що свідчить про розвиток у зразку пластичних деформацій. Після досягнення межі міцності (тимчасового опору) навантаження на зразок падає при безперервному збільшенню пластичних деформацій до повного розриву зразка.

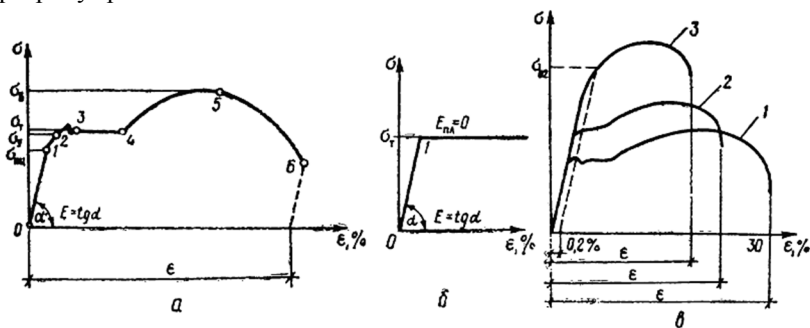


Рисунок 1.3 – Діаграми розтягу сталей різних марок:

а – сталь звичайної міцності (мало вуглецева Ст3); б – ідеалізована діаграма Прандтля; в – порівняльна діаграма: Ст3 (1), сталь підвищеної міцності (2), сталь високої міцності (3)

Тимчасовий опір – це граничне навантаження, при якому відбувається руйнування, віднесене до первинної площі поперечного перерізу випробовуваного зразка.

Межа текучості σ_T – найменша напруга, при якій деформація відбувається без помітного збільшення навантаження, а залишкова деформація досягає 0,2 % (залишкове відносне подовження після розвантаження). В низько вуглецевих сталях процес наростання деформацій йде по суті без зміни зовнішнього навантаження - метал «тече». Для сталей підвищеної міцності, що не мають яскраво вираженого майданчика плинності, вводять поняття умовної межі плинності по залишкової деформації 0,2 %.

1.5 Зварні з'єднання сталевих конструкцій. Розрахунки з'єднань з стиковими і кутовими швами

Сталеві елементи з'єднують між собою зварюванням, болтами або заклепками. Найбільш розповсюджений вид з'єднання – зварювання.

Для з'єднань сталевих конструкцій застосовується електродугова зварка електродами, які плавляться, за типами:

- ручна електродугова зварка;
- автоматична і полу автоматична зварка під флюсом;
- зварка у середі захисного газу;
- електрошлакова зварка.

Зварні з'єднання можуть бути стиковими, напустковими, або комбінованими (кутові, таврові).

Зварні шви в з'єднаннях розрізняються за рядом прикмет:

– по конструкції шва на стикові та кутові. Якщо зусилля діє вздовж кутового шва то він називається фланговим, якщо поперек то лобовим;

- за призначенням на робочі та конструктивні;
- за місцеположенням на нижні, вертикальні і стельові;
- за довжиною на неперервні, переривчасті і точкові;
- за кількістю шарів, що накладаються при зварюванні, на однопрохідні і багато прохідні;
- за місцем виробництва на заводські і монтажні;
- за формою шва при зварюванні з обробленням кромок на *V*-подібні, *X*-подібні, *K*-подібні та *U*-подібні. Кромки виробів, що зварюються, обробляються при великій товщині металу для спроможності виконання монолітного з'єднання.

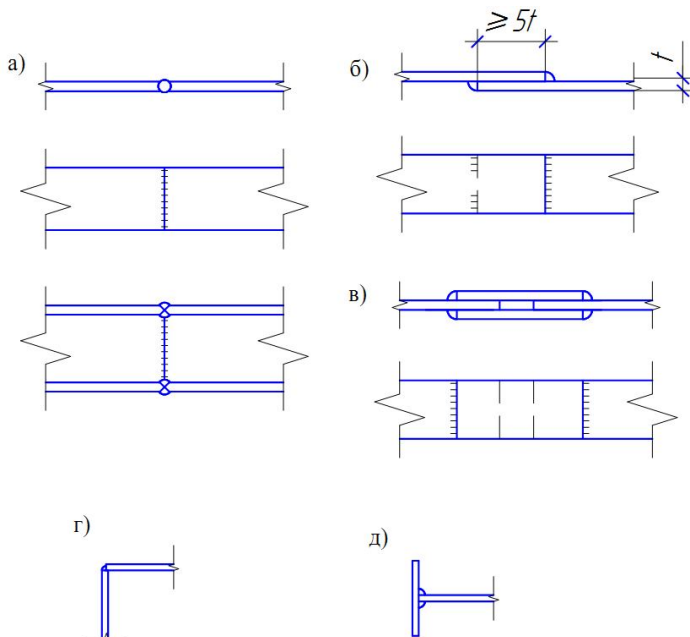


Рисунок 1.4 – Типи зварних з'єднань: а – стикове; б – напусткове; в – з накладками; г – кутове; д – таврове

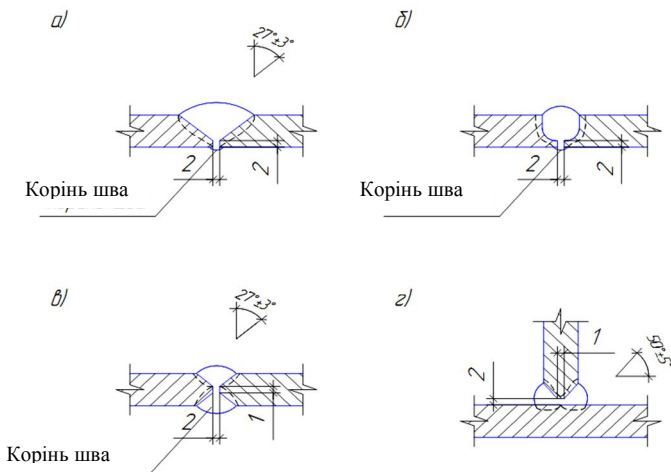


Рисунок 1.5 – Оброблення кромки швів: *V* – подібна; *U* – подібна; *X* – подібна; *K* – подібна

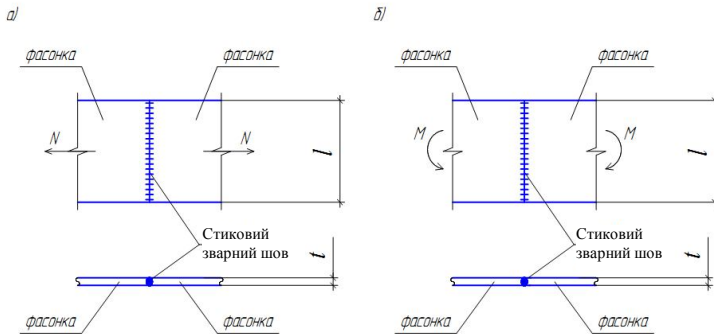


Рисунок 1.6 – Схеми розрахунків з'єднання з стиковим зварним швом:
а – при дії центральної сили N ; б – при дії згинального моменту M

Розрахунок з'єднання з стиковим зварним швом при дії поздовжньої сили, що проходить через центр ваги з'єднання, виконують за формулою

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{t \cdot l_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c,$$

де N – розтягуючи або стискаюча сила;

t – товщина зварюваних елементів;

$l_w = (l - 2t)$ – розрахункова довжина шва;

l – фактична довжина шва;

R_{wy} – розрахунковий опір стикового зварного шва дорівнює розрахунковому опору металу R_y , якщо виконується фізичний контроль якості шва, і $0,85R_y$ при відсутності такого контролю;

γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Розрахунок з'єднання з стиковим зварним швом при дії згину за нормальними напруженнями

$$\sigma_{w,M} = \frac{M}{W_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \text{ де момент опору шва } W_w = \frac{t \cdot l_w^2}{6}.$$

Якщо крім моменту діє ще поперечна сила, то потрібно розраховувати і на зріз за дотичними напруженнями

$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{Q}{l_w \cdot t} \leq R_{ws} \cdot \gamma_c,$$

де $R_{ws} = R_s = 0,58R_y$ – розрахунковий опір зварного шва на зсув (зріз).

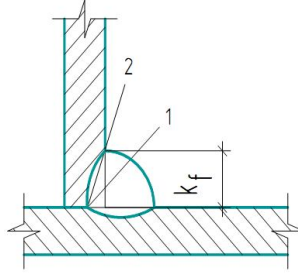


Рисунок 1.7 – Схема до розрахунку з'єднання з кутовим зварним швом:
1 – переріз по наплавленому металу; 2 – по межі сплавлення

Розрахунок напусткового або таврового з'єднання з фланговими кутовими швами при дії поздовжньої сили, що проходить через центр ваги з'єднання, виконують за формулами:

по наплавленому металу (за міцністю металу шва)

$$\tau_{wf} = \frac{N}{A_{wf}} = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c,$$

по межі сплавлення (за міцністю металу на межі сплавлення)

$$\tau_{wz} = \frac{N}{A_{wz}} = \frac{N}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_c,$$

де n – кількість швів;

$l_w = (l - 1 \tilde{n}i)$ – розрахункова довжина шва;

k_f – розмір катету шва;

β_f, β_z – коефіцієнти переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу, які призначаються залежно від типу зварювання. Для ручного зварювання $\beta_f = 0,7, \beta_z = 1,0$;

R_{wf}, R_{wz} – розрахункові опори кутових швів зрізу у площині наплавленого металу і металу границі сплавлення.

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}, R_{wz} = 0,45 R_{un},$$

де R_{wun} – характеристичне значення опору наплавленого металу;

R_{un} – характеристичне значення опору металу границі сплавлення;

$\gamma_{wm} = 1,25$ – коефіцієнт надійності за матеріалом наплавленого металу.

1.6 Болтові і заклепувальні з'єднання сталевих конструкцій

Крім зварювання в металевих конструкціях застосовують болтові і заклепувальні з'єднання.

Болтові з'єднання застосовують переважно при монтажу металевих конструкцій, тому що спів паданнями отворів елементів, що з'єднуються, автоматично контролюється правильність їх установлення. Болти дають можливість щільно стягнути елементи. Для встановлення болтів не потребується спеціального устаткування.

Заклепувальні з'єднання в сталевих конструкціях застосовують в окремих випадках при наявності знакозмінних та вібраційних навантажень.

Болти мають головку, тіло і нарізну частину, на яку надягається шайба і нагвинчується гайка.

Стандартні болти, які застосовують у будівництві, мають діаметр стержня за різьбою $d = 10 \dots 30$ мм. Діаметри анкерних болтів досягають 100 мм і більше. Довжина болтів зумовлюється конструкцією з'єднання і кратна 5 мм. Довжина нарізаної частини болта $2,5d$. Розмір головки болта під ключ становить $1,5d$.

Застосовують болти грубої та нормальної точності, підвищеної точності і високоміцні.

Болти грубої та нормальної точності здебільше використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. Такі болти ставлять в отвори на 3 мм більші ніж діаметр болта. Болти підвищеної точності застосовують у робочих з'єднаннях і встановлюють у отвори, номінальні діаметри яких відповідають діаметрам болтів, тобто забезпечується щільний контакт між болтом і стінкою отвору.

Залежно від міцності матеріалу болти об'єднують у класи, які позначаються двома числами, розділеними крапкою (4.6, 5.6, 6.6, 8.8). Перше число, помножене на 100, позначає найменше значення межі міцності (МПа), а добуток першого числа на друге, збільшений у 10 разів, – значення межі текучості (МПа). Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва. Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів (класи 4...8).

Заклепки виготовляють з м'яких сталей (марки Ст2, Ст3, 09Г2). Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, потаємними та підвищеними головками. Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1...1,5 мм більший від діаметра стержня заклепки. Клепання виконують за допомогою клепальних молотків чи скоб у гарячому або холодному станах.

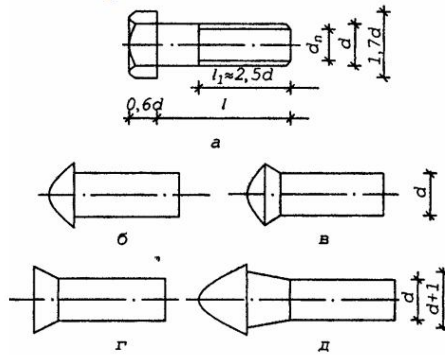


Рисунок 1.8 – Болти та заклепки: а – болт; заклепки з напівкруглою (б), напівпотаємною (в); потаємною (г) та підвищеною (д) закладними головками

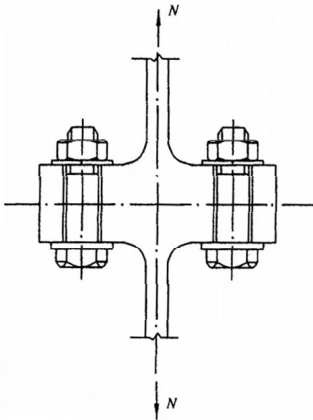


Рисунок 1.9 – Робота болтів на розтяг у фланцевому з'єднанні

Болти і заклепки працюють в з'єднаннях на розтяг (фланцеві з'єднання) і на дію зусиль зсуву (зріз і зминання).

Розрахунок болтового (заклепувального) з'єднання на розтяг виконують в такій послідовності:

визначають міцність одного болта

$$N = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c,$$

визначають необхідну кількість болтів для з'єднання

$$n = \frac{N}{N_b},$$

де N – розрахункове зусилля розтягу;

R_{bt} – розрахунковий опір розтягу для болта (заклепки);

A_{bn} – площа перерізу болта нетто (з урахуванням ослаблення різьбою);

γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції.

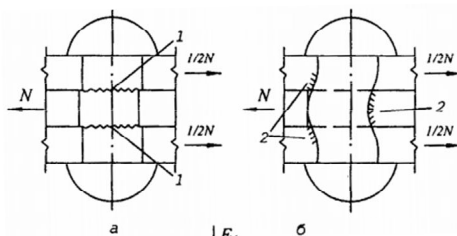


Рисунок 1.10 – Робота заклепок і болтів на зріз (а) та зминання (б)

Несуча здатність болта (заклепки) на зріз знаходиться за формулою

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c,$$

де R_{bs} – розрахунковий опір зрізу для болта (заклепки);

A_b – площа перерізу стержня болта, або площа заклепки обчислена за діаметром отвору;

n_s – кількість площин зрізу;

γ_b – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання.

Несуча здатність болта (заклепки) на зминання знаходиться за формулою

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c,$$

де R_{bp} – розрахунковий опір на зминання для болта (заклепки);

d_b – діаметр стержня болта, або заклепки;

$\sum t_{\min}$ – найменша сумарна товщина елементів, які зминаються в одному напрямку (наприклад, при з'єднанні листів за допомогою 2-х накладок береться що найменше, або товщина листа t , або сумарна товщина накладок $t_1 + t_2$).

2 Тема 3.1.2 Основи розрахунку різних видів металевих конструкцій

2.1 Балки і балочні клітини. Підбір перерізу прокатних балок

Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, і які працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Балки використовують як несучі елементи в перекриттях і покриттях будівель і споруд, робочих майданчиків, естакад, галерей, мостів тощо.

За статичною схемою балки поділяють на одно пролітні розрізні, консольні та нерозрізні багато пролітні.

Найчастіше проектують сталеві балки з двотавровим перерізом, як найбільш економічного щодо витрати металу і зручного у виготовленні і експлуатації. Балки невеликих прольотів та з відносно малим навантаженням можуть виготовляти і з швелерів (наприклад прогони).

Залежно від технології виготовлення балки можуть бути прокатними, з гнутих профілів, або зварними зі складеним перерізом. Балки складеного перерізу застосовуються при підвищених прольотах, коли за сортаментами відсутні прокатні профілі, які можуть задовольнити розрахунковим вимогам до міцності або жорсткості.

Несучи балки в перекриттях складають систему, яка називається балочна клітина. У практиці використовують балочні клітини спрощеного типу з балками одного напрямку (балки настилу); нормальні балочні клітини з балками в двох напрямках (головні балки і балки настилу); ускладнені балочні клітини, що складаються з головних балок, допоміжних балок і балок настилу. Головні балки спираються на стіни чи колони (стовпи) каркасу. Допоміжні балки та балки настилу спираються на головні балки. Корисні навантаження настилом передається на балки настилу, які в свою чергу передають його на головні балки (або через допоміжні на головні балки), а ті на опори.

Головні балки виконуються прольотом до 6...16 м, і як правило, мають складені перерізи. Балки настилу і другорядні балки виготовляють з прокатних або гнутих профілів (двотаври, швелери). Крок головних балок 3...6 м, а крок балок настилу залежить від його матеріалу – 0,6...1,6 м при металевому і 1,5...3,0 м при залізобетонному настилах.

Можливі два типи з'єднань балок у системі балочної клітини:

– спирання зверху – другорядні балки встановлюють на верхній пояс головних балок. З'єднання зручне як під час виготовлення конструкцій, так і їх монтажу, але потребує великої конструктивної висоти перекриття;

– приєднання збоку – другорядні балки приєднують до головних з боку через ребра жорсткості, або опорні столики. Застосовують при обмеженій висоті перекриття.

Стальний настил складається з листів, які зварюються з балками. Товщина листів 6...14 мм.

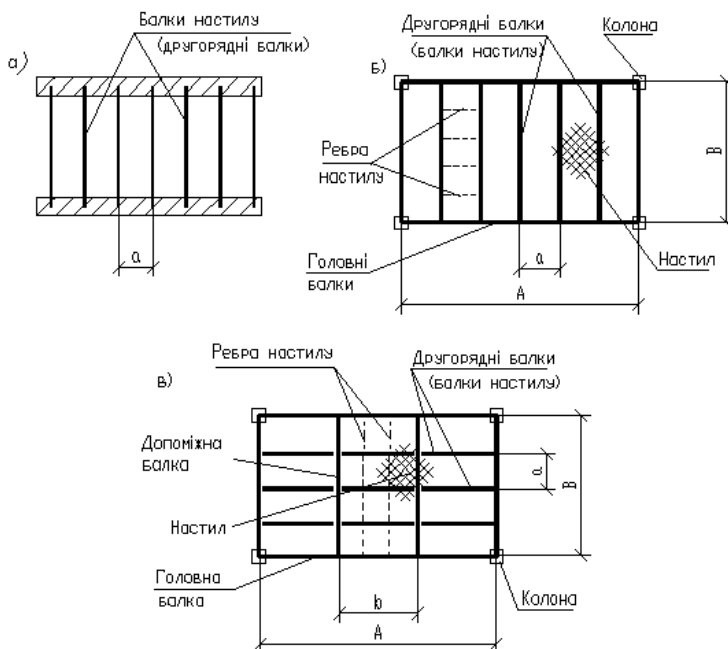


Рисунок 2.1 – Типи балочних клітин: а – спрощена, б – нормальна, в – ускладнена

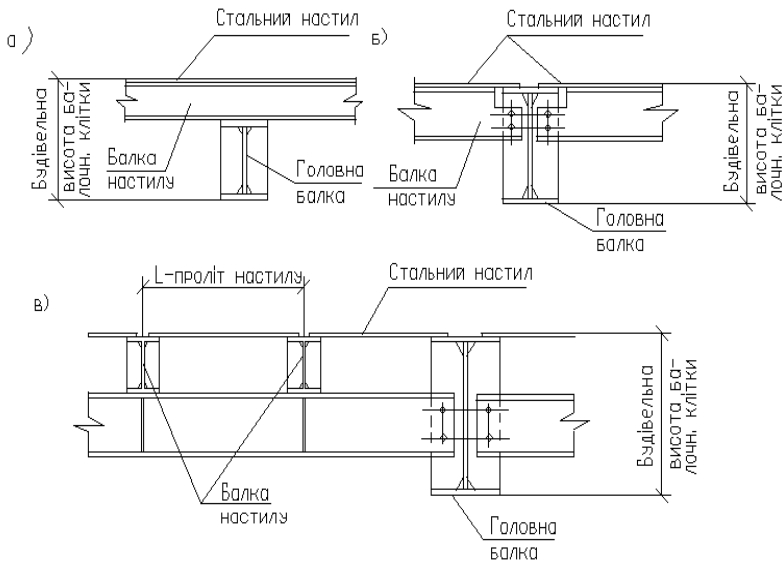


Рисунок 2.2 – З'єднання балок:
а – поверхове; б – на одному рівні; в – понижене

Розрахунок балок за першою групою граничних станів (міцності) ведуть за загальними формулами як для сталевих згинальних елементів.

Перевірка нормальних напружень

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_{\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Перевірка дотичних напружень (міцність стінки на зріз)

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

де M_{\max} та Q_{\max} – відповідно максимальні значення по довжині балки для згинального моменту і поперечної сили від розрахункового навантаження; S , I та W_{\min} – відповідно статичний момент половини перерізу, момент інерції та менший момент опору всього перерізу відносно центральної осі, перпендикулярної до площини згину; t_w – товщина стінки на рівні центра ваги перерізу. Для прокатних профілів ці характеристики наведені в таблицях сортаментів.

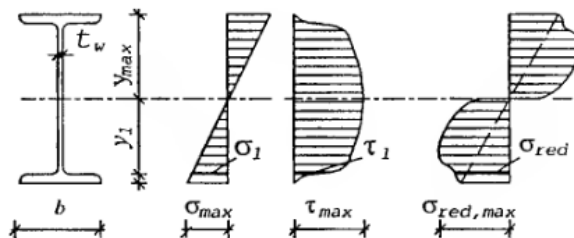


Рисунок 2.3 – Епюра напружень в двотавровому перерізі балки

За одночасної дії нормальних і дотичних напружень оцінку міцності виконують також за зведеними напруженнями σ_{red} . На рисунку 2.3 зображена епюра цих напружень і найбільшої величини вони досягають у місцях переходу стінки двотавра в полиці. Саме в цих місцях і перевіряють міцність:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c.$$

Розрахунок балок за другою групою граничних станів складається з перевірки прогину, який не повинен перевищувати допустимої величини за нормами: $f \leq f_u$.

Значення прогину визначається за правилами будівельної механіки від експлуатаційних (характеристичних) навантажень (без врахування коефіцієнтів надійності за навантаженнями $\gamma_f = 1$). В практичних розрахунках для різних балок від будь-якої схеми навантаження відносний прогин можна визначити за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{n,max}}{10E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{l} \right]_u.$$

2.2 Компонівка і розрахунки перерізу складених балок

Переріз складної електрозварної балки повинен задовольняти вимогам міцності, жорсткості, загальної і місцевої стійкості і одночасно бути, по можливості, більш економічним за витратою металу.

Розрахунок складеної балки проводять в такій послідовності:

1) після прийняття розрахункової схеми балки, її завантаження та визначення зусиль Q_{max} , M_{max} , а також потрібного моменту опору $W_{номр}$, виконують компоненту перерізу балки з призначенням розмірів.

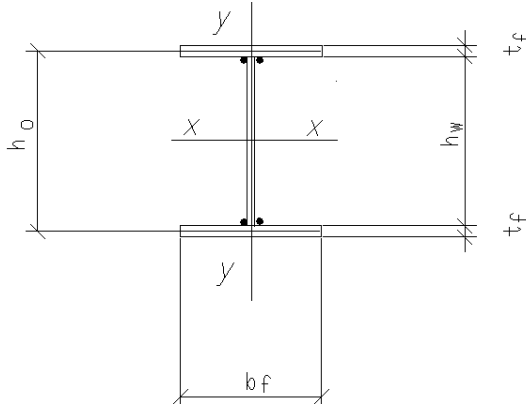


Рисунок 2.4 – Переріз складеної електрозварної балки

Компоновку починають із встановлення висоти балки, яку знаходять за двома умовами: за жорсткістю h_{\min} та економічністю h_{opt} .

Рациональну висоту балки можна підібрати з відношення до

прольоту: $h = (1/8 \dots 1/12)L$, або $h_{\text{opt}} = (1,15 \dots 1,2) \sqrt{\frac{W_{\text{номп.}}}{t_w}}$.

Ширину полиці – $b_f = (1/3 \dots 1/5)h$,

а для стиснутої полиці – $b_f \leq t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

Товщину стінки знаходять попередньо за емпіричною формулою:

$$t_w = 7 + 3h_w \text{ (висота стінки в м, а товщина в мм).}$$

За умовами зрізу визначають мінімально допустиму товщину

стілки $t_{w\min} = \frac{1,5Q}{h \cdot R_s}$.

Остаточну товщину стінки приймають не менше $t_{w\min}$, закругляючи її до розміру (величини) відповідно сортаменту листової сталі за ГОСТ 82–70 і ГОСТ 19903–74. Із конструктивних міркувань $t_{w\min} \geq 6 \text{ мм}$;

2) після встановлення висоти балки і товщини її стінки переходять до компоновки поясів. За відомим значенням потрібного моменту опору W_x^{mp} усього перерізу і висоти балки h знаходять

орієнтовно площу A_f кожного з поясів балки симетричного перерізу за формулою:

$$\text{при } h > h_{\text{онм.}} \quad A_f = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{mp}}{h_0}, \quad \text{при } h < h_{\text{онм.}} \quad A_f = \frac{W_{mp}}{h_0} - \frac{t_w \cdot h_0}{6},$$

де h_0 – розрахункова висота балки.

Знаючи площу пояса і його ширину, визначають потрібну товщину поясу: $t_f = \frac{A_f}{b_f}$.

Товщину поясного листа t_f звичайно визначають у межах 8...40 мм (але не менше товщини стінки $t_f \geq t_w$). Щоб уникнути великих напружень від електрозварювання, рекомендується витримувати співвідношення: $t_f \leq (2...3)t_w$;

3) визначають геометричні характеристики прийнятого перерізу балки і перевіряють її несучу здатність (за нормальними і дотичними напруженнями), а також деформативність (жорсткість):

момент інерції відносно осі $X-X$

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f = \frac{t_w \cdot h_w^2}{12} + 2 \cdot (t_f \cdot b_f) \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2,$$

момент опору відносно осі $X-X$ $W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2I_x}{h}$;

4) нормальні напруження із урахуванням розвитку пластичних деформацій (див. рис. 1.15) за максимальним моментом $M_{x \text{ max}}$ (вказівки з розрахунків наведені в п.п. 5.3.6 і 9.2.3 ДБН [2]):

$$\sigma_x = \frac{M_{x \text{ max}}}{C_1 \cdot W_x} \leq R_y \gamma_c,$$

де C_1 – коефіцієнт що враховує розвиток пластичних деформацій (за табл. М.2 ДБН [2]);

5) дотичні напруження в опорному перерізі за максимальною поперечною силою: $\tau = \frac{1,5Q_{\text{max}}}{t_w \cdot h_w} \leq R_s \gamma_c$,

де R_s – розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y$;

жорсткість за формулою $\frac{f}{l} = \frac{M \cdot l}{10E \cdot I_x} \leq \frac{1}{400}$.

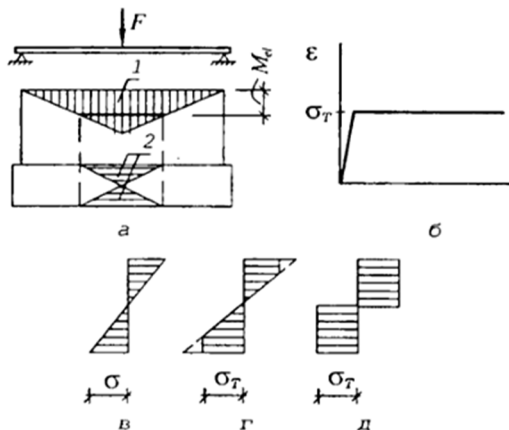


Рисунок 2.5 – Послідовність розвитку напружень під дією згинального моменту:

а – схема балки; б – ідеалізована діаграма розтягу сталі;
в, г, д – послідовні етапи зміни епюри напружень;
1 – епюра моментів; 2 – зони пластичних деформацій

Перевірка загальної стійкості складеної балки

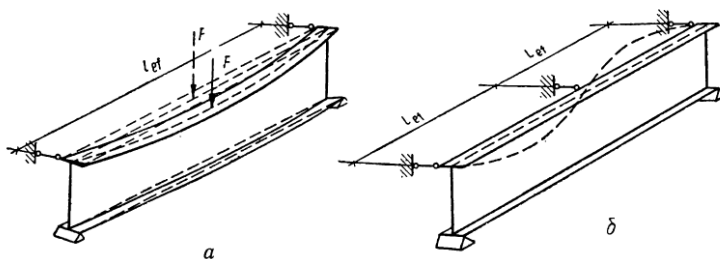


Рисунок 2.6 – Схема втрати загальної стійкості балки:

а – при відсутності в'язей в прольоті;
б – при наявності проміжних в'язей стиснутого поясу

Загальну стійкість балки не потрібно перевіряти:

- при передачі навантаження через суцільний жорсткий настил, який безперервно опирається на пояс балки і надійно з ним зв'язаний ;
- при відношенні розрахункової довжини балки l_{ef} (якщо настил не з'єднаний з балкою, а стиснутий пояс складеної балки розкріплений із площини вигину тільки другорядними балками) до ширини стиснутого пояса b_f , що не перевищує значень знайдених за

формулами розділу 9.4 в [2] для балок симетричного двотаврового профілю.

При необхідності, розрахунок на стійкість балок двотаврового профілю слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_d W_{CT}} \leq R_y \gamma_c,$$

де W_{CT} – момент опору перерізу треба визначати для стиснутого поясу; φ_d – коефіцієнт зниження розрахункового опору при згинально-крутильній формі втрати стійкості балок, який знаходять згідно з вимогами розділу 9.4 і формулами додатку «Н» в ДБН [2].

Перевірка місцевої стійкості поясів і стінки складеної балки

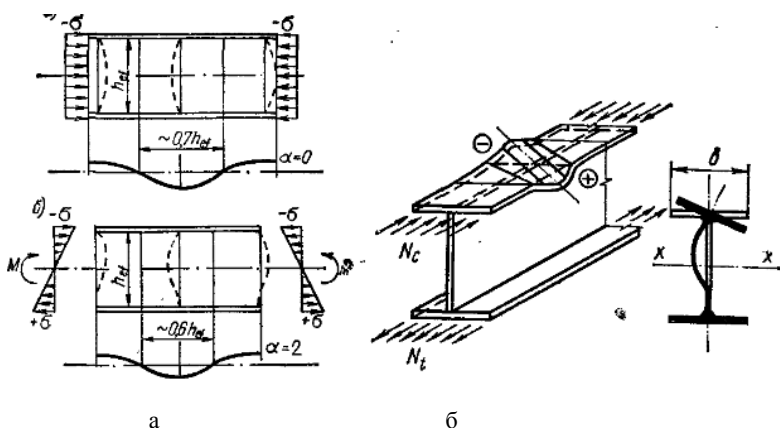


Рисунок 2.7 – Форми втрати місцевої стійкості в перерізі складеної балки від нормальних напружень:

а – втрата стійкості в стінці; б – теж в стиснутій полиці

Місцева стійкість стиснутого поясного листа вважається дотриманою, якщо відношення розрахункової ширини його звису b_h до товщини t_f не перебільшує таких значень згідно з вимогами розділу 9.5 в ДБН [2]:

$$\text{у пружній стадії роботи металу} \quad \frac{b_h}{t_f} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

у пружно-пластичній стадії роботи металу (або з урахуванням розвитку пластичних деформацій)

$$\frac{b_h}{t_f} = 0,11 \frac{h_{ef}}{t_w} \quad \text{але не більше} \quad 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

де h_{ef} – розрахункова висота балки;

$$b_h = \frac{b_f - t_w}{2} \quad \text{– звис полки балки.}$$

Стійкість стінок балок не треба перевіряти, якщо виконана умова міцності за приведеними напруженнями, а також умовна гнучкість стінки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, не перевищує значень: 3,5 – при відсутності місцевих напружень у балках з двосторонніми поясними швами; 3,2 – те саме у балках з односторонніми поясними швами; 2,5 – при присутності місцевого напруження у балках із двосторонніми поясними швами (h_{ef} – розрахункова висота стінки).

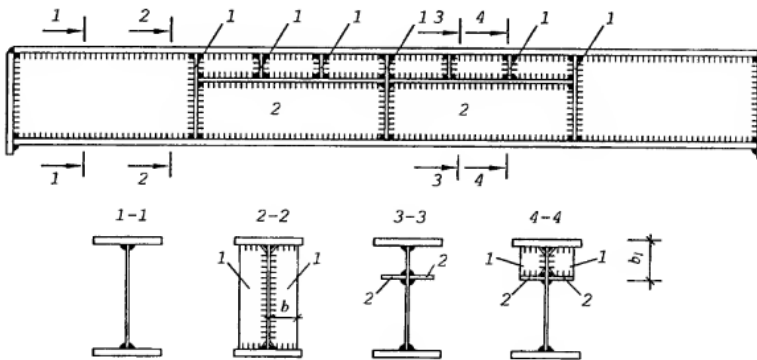


Рисунок 2.8 – Підсилення стінки балки поперечними (1) та поздовжніми (2) ребрами жорсткості

Стінку балок потрібно підсилювати поперечними ребрами жорсткості, якщо значення умовної гнучкості стінки балки $\bar{\lambda}_w > 3,2$ за відсутності рухомого навантаження. Відстань між основними поперечними ребрами не повинна перевищувати $a \leq 2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ та $a \leq 2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

Ширину ребра приймають не менше $b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм},$

а товщину ребра – $t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$

Розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу, підсилених тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при відсутності місцевих напружень ($\sigma_{loc} = 0$) і умовній гнучкості $\overline{\lambda}_w \leq 6$ слід згідно, виконувати за формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, приймають за таблицю 5.1 в ДБН [2],

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\lambda_{cr}^2}, \quad \tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}.$$

Коефіцієнт C_{cr} слід приймати за таблицю 9.2 в [2] залежно від значення коефіцієнта $\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3,$

де b_f і t_f – відповідно ширина і товщина стиснутого пояса балки;

$\beta = 0,8$ – коефіцієнт, приймають за таблицю 9.3 в [2];

$R_s = 0,58 R_y$ – розрахунковий опір зрізу;

$$\overline{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де d – менша із сторін пластинки (h_{ef} або a);

μ – співвідношення більшої сторони пластинки до меншої.

Розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу, підсилених тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при наявності місцевого напруження ($\sigma_{loc} \neq 0$) слід виконувати за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c.$$

Всі значення величин у цій формулі слід приймати згідно з п. 9.5.3 в ДБН [2].

Розрахунок поясних зварних швів балки

Для розрахунку поясних швів знаходять зсувну силу на 1 см довжини балки:

$$T = \frac{Q_{\max} S_f^*}{I_x},$$

де Q_{\max} – максимальна поперечна сила в опорному перерізі;
 S_f^* – статичний момент полиці відносно центральної осі.

Далі знаходять товщину поясних швів, які виконуються автоматичною зваркою, за умови зрізу по двох перерізах:

по металу шва
$$\frac{T}{2\beta_f \cdot k_f} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c,$$

звідки
$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c},$$

і по металу на межі сплавлення
$$\frac{T}{2\beta_z \cdot k_f} \leq R_{wz} \cdot \gamma_c,$$

звідки
$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c},$$

де k_f – катет кутового шва, величину якого приймають не менше величин, зазначених в таблиці 16.1 [2]; β_f та β_z – коефіцієнти проплавлення для розрахунку кутового шва відповідно по металу шва і по металу на межі сплавлення. Величину цих коефіцієнтів приймають згідно з таблицею 16.2 в [2], для сталей з межею текучості до 58 кН/см² при автоматичному зварюванні їх приймають $\beta_f = 1,1$ та $\beta_z = 1,15$; γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції, приймають рівними одиниці; R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів умовному зрізу по металу шва згідно з таблицею Д.2 в ДБН [2]; $R_{wz} = 0,45R_u$ – розрахунковий опір кутових швів умовному зрізу по металу на межі сплавлення; R_u – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, вигину за тимчасовим опором згідно з таблицею Г.2 в ДБН [2].

2.3 Розрахунок сталевих елементів при центральному розтягу і стиску

Розрахунки на центральний розтяг

Робота центрально-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу.



Рисунок 2.9 – Робота стержнів на центральні розтяг

Розрахунок на міцність елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c ,$$

де N – розрахункове зусилля центрального розтягу;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо.

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів із сталі з співвідношенням $\frac{R_u}{\gamma_u} > R_y$, у яких під час експлуатації допускаються пластичні деформації, а також елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} > 440 \text{ Н/мм}^2$ рекомендують виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u} ,$$

де R_u – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску і згину за тимчасовим опором;

γ_u – коефіцієнт надійності в розрахунках за тимчасовим опором.

Для розтягнутих сталевих елементів норми проектування встановлюють вимоги з забезпечення жорсткості профілів, щоб конструкції не могли деформуватися під час транспортування (монтажу), не провисали від власної маси тощо. Граничні значення коефіцієнту гнучкості при дії статичних навантажень для більшості розтягнутих елементів $\lambda \leq 400$.

Гнучкість (коефіцієнт гнучкості) елемента вираховується за формулою

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i},$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента;

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ – радіус інерції поперечного перерізу елемента.}$$

У центрально-розтягнутих елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, що з'єднані у двотавровий або прямокутний переріз; двома кутиками, що утворюють тавровий або хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати $80i$, де i – найменший радіус інерції окремого профілю.

Розрахунки на центральний стиск

Розрахунок на міцність коротких елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному стиску слід виконувати аналогічно до центрально-розтягнутих елементів за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – розрахункове зусилля центрального стиску;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо.

У довгих стиснутих елементів несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості, тобто за рахунок викривлення вісі стержня при стиску (поздовжній згин). По досягненні осьової сили свого критичного значення викривлення вісі стиснутого стержня набуває незворотного характеру. Таким чином, перевірка стійкості стиснутого елемента матиме вигляд $\sigma \leq \sigma_{cr}$.

У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору і коефіцієнта стійкості φ : $\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi$.

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_n.$$

При обчисленні коефіцієнту стійкості φ використовують таблиці (табл. Ж.1 в ДБН [2]), в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента і типу кривої стійкості. Остання залежить від типу поперечного перерізу: a – для круглих і прямокутних труб; b – для двотаврів і складених симетричних перерізів; c – для швелерів, кутиків, таврів (див. табл. 8.1 [2]).

Умовна гнучкість елемента вираховується за формулою

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ – радіус інерції поперечного перерізу елемента;

E – модуль пружності сталі.

У дуже гнучких стиснутих елементах при наявності первісних викривлень осі і випадкових ексцентриситетів навантаження можлива передчасна втрата стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості λ_n .

Розрахункова довжина стиснутого елемента залежить від форми поздовжнього згину при втраті стійкості і обумовлено типом кріплення кінців стержня: $l_{ef} = l_0 = \mu \cdot l$,

де μ – коефіцієнт розрахункової довжини за пп. 13.3.3 і 13.3.4 ДБН [2].

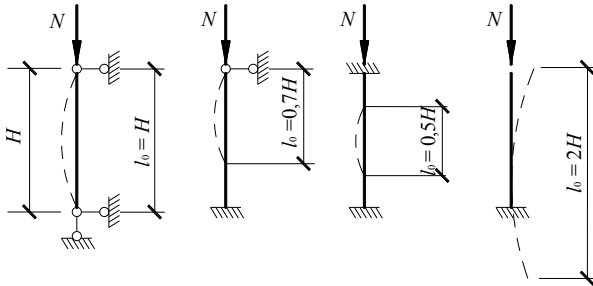


Рисунок 2.10 – Розрахункові схеми стиснутих елементів за умов закріплення

2.4 Розрахунок сталевих елементів на дію поздовжньої сили та згинального моменту.

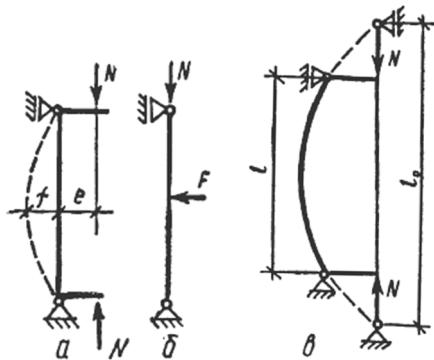


Рисунок 2.11 – Робота стержня при дії осьового стиску і згину:
а – схема позацентрово-стиснутого стержня;
б – схема стиснуто-зігнутого стержня; в – заміна позацентрово-стиснутого стержня умовним центрально-стиснутим

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово-розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів, слід виконувати за формулою

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_x}{W_{x,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_{y,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

де N, M_x, M_y – розрахункові значення поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації навантажень;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо;

$W_{x, \min}, W_{y, \min}$ – мінімальні значення моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осей x - x і y - y .

Розрахунок на стійкість позacentрово-стиснутих елементів суцільного і постійного за довжиною перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

У формулі коефіцієнт стійкості при позacentровому стиску φ_e визначається за таблицями Ж.3 і Ж.4 ДБН [2], в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента $\bar{\lambda}$ і приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , який обчислюється за формулою

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за таблицею Ж.2 ДБН [2];

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} \text{ – відносний ексцентриситет;}$$

$$e = \frac{M}{N} \text{ – ексцентриситет, який обчислюється від}$$

розрахункових значень зусиль для однієї комбінації навантажень;

W_c – момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

2.5 Проектування сталевих колон

Колони – це стержневі конструкції, що сприймають поздовжні (вертикальні) зусилля і передають їх на фундамент або на нижче розміщені конструкції.

Колона складається з трьох частин: бази, стержня і оголовка.

Металеві колони як правило виконують із сталі. Алюмінієві сплави в стиснутих конструкціях працюють погано (велика деформативність при відносно малому модулі пружності E). Колони з чавунних труб нині не вживаються. Як з'єднання елементів в основному застосовують зварювання і болтові з'єднання.

Сталеві колони класифікують за наступними ознаками:

- за типом навантаження – центральне і позacentрове стиснуті;
- за конструктивною формою силуету – постійного перерізу, змінного перерізу, ступінчасті;
- за типом перерізу – суцільні і наскрізні.

Наскрізні колони за типом сполучних ґраток – без розкісні ґрати, ґратчасті, перфоровані.

Як правило колони є елементом каркаса промислової будівлі, утворюючи разом з елементами покриття (наприклад кроквяною фермою) поперечну раму.

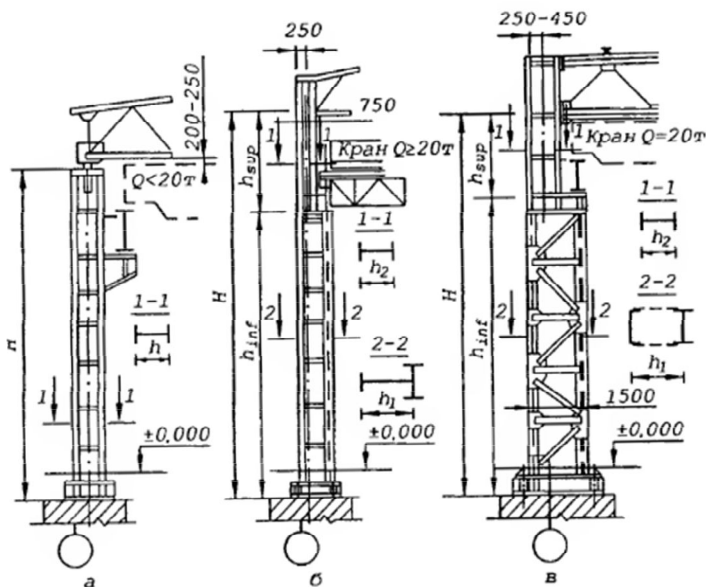


Рисунок 2.12 – Типи колон промислових будівель:

- а – суцільна з постійним перерізом; б – суцільна східчаста;
в – наскрізна східчаста

На рисунку 2.12 показані основні типи колон промислових будівель при центральному і позacentровому навантаженні. При навантаженнях кранів до 20 тонн колони мають постійний по довжині двотавровий поперечний переріз. Суцільні колони застосовуються обмежено, оскільки при кранах невеликої вантажопідйомності більш економічне по витраті металу використання збірних залізобетонних колон. У одноповерхових промислових будівлях в основному застосовують ступінчастий тип колон: верхня підкранова частина має

зварний двотавровий переріз, а нижня частина виконується наскрізною з двох гілок, сполучених ґратами з кутиків. Гілки наскрізної частини колони проектується із зварних складених перерізів.

Для колон, що працюють в агресивному середовищі, ґрати в нижній частині замінюються суцільною стінкою з листа, укріпленого ребрами жорсткості.

Суцільні колони

Колони суцільного перерізу найчастіше використовуються у випадку центрального стиснення. Випадок центрального стиснутих колон може мати місце в одноповерхових і багатоповерхових промислових і цивільних будівлях, коли горизонтальні зусилля сприймаються системою вертикальних зв'язків.

Найдешевшими є колони з прокатних широко-полічкових двотаврів, ширина перерізу яких наближена до висоти. Звичайні двотаври не вигідні, тому що мала ширина перерізу спричиняє їх низьку стійкість у площині, паралельній полицям. При великих навантаженнях (понад 5000 кН) доцільні складені суцільні перерізи. З прокатних профілів, з'єднаних між собою звареннями можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені перерізи. При підвищеній агресивності середовища внутрішній об'єм колон з замкнутим перерізом треба герметизувати, що простіше виконати колонах з труб, але приєднання до них інших конструкцій більш складне. При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах (колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні перерізи, зварені з окремих листів. Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів.

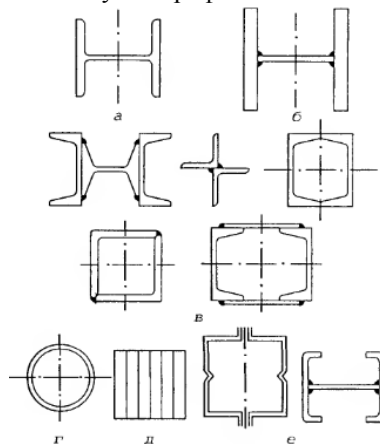


Рисунок 2.13 – Поширені типи перерізів суцільних колон

При проектуванні суцільної колони виконують наступні розрахунки:

- перевірка загальної стійкості стержня колони (для центрально-стиснутих колон);
- перевірка стійкості стержня колони в площині і з площини дії згинального моменту (для позацентрово-стиснутих колон);
- перевірка міцності колони за наявності у перерізі значних послаблень;
- перевірка місцевої стійкості стиснутих полиць двотаврових колон;
- перевірка місцевої стійкості стінки колони.

Наскрізнi колони

Стержень наскрізної колони складається з окремих гілок, з'єднаних між собою планками, або решітками. Перерізи наскрізних колон можуть складатися з двох, трьох або чотирьох гілок. Порівняно з суцільними колонами вони вимагають більших витрат праці на виготовлення.

Спільна робота окремих гілок перерізу забезпечується планками чи решіткою. З'єднання з допомогою решіток має більшу жорсткість, але більш складне у виконанні. Безрозкісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше.

Планки ставлять при відстані між осями гілок не більше 500... 600 мм. При більших відстанях доцільно застосовувати грати з кутиків.

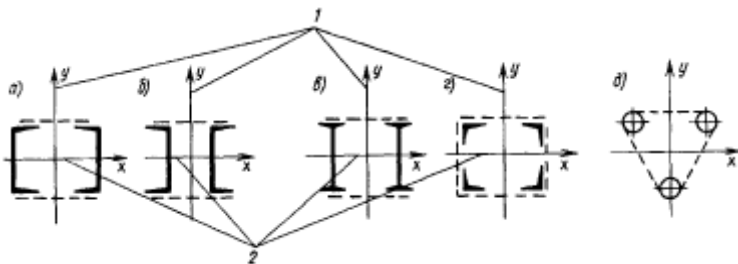


Рисунок 2.14 – Перерізи наскрізних колон: 1 – вільна вісь; 2 – матеріальна вісь

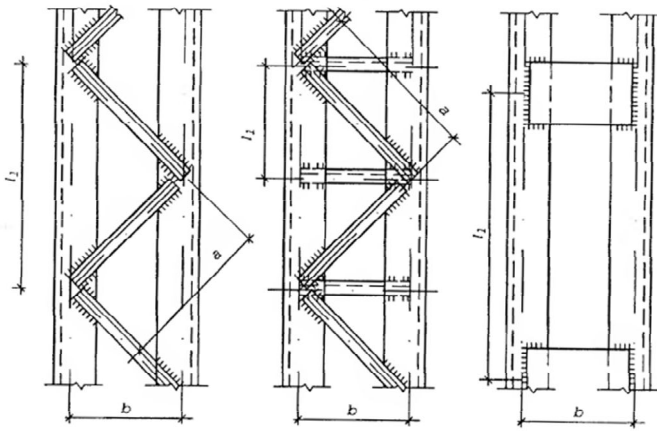


Рисунок 2.15 – Типи з'єднань гілок в наскрізних колонах

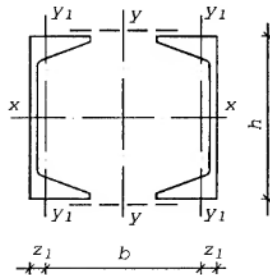


Рисунок 2.16 – Розрахунковий переріз наскрізної колони

При розрахунках наскрізної колони її переріз відносно матеріальної осі $x-x$ розглядається як суцільний і підбір перерізу починають з умови забезпечення стійкості відносно осі $x-x$ аналогічно колонам с суцільними перерізами:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot A_{br}} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Відстань між гілками визначають, виходячи з умови рівної гнучкості стержня колони відносно обох осей ($\lambda_x = \lambda_y$).

Відносно вільної осі $y-y$ гілки не мають суцільного з'єднання, а з'єднані в окремих місцях розкосами або планками і жорсткість

колон у напрямку у-у знижена. Перевірка стійкості стержня в цьому випадку виконується за зведеною гнучкістю:

$$\text{для колон з розкосами} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}},$$

$$\text{для колон з планками} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2},$$

де позначення в формулах наведені за таблицею 8.2 ДБН [2].

Для забезпечення стійкості окремої гілки треба, щоб її гнучкість не перевищувала гнучкості всього стержня. З цієї умови й приймають крок вузлів ґраток або планок $l_1 \leq 40i_1$ (не більше 40 радіусів інерції гілки).

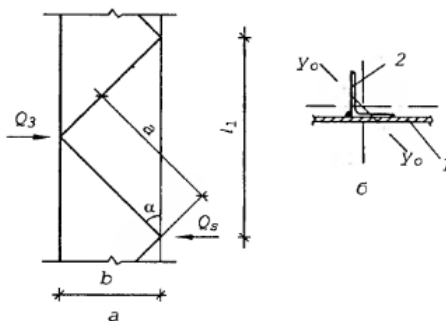


Рисунок 2.17 – Розрахункові схеми наскрізних колон з ґратками:
а – схема до обчислення зусиль в ґратках ; б – вузол кріплення кутика ґраток (2) до гілки колони (1)

Розкоси ґраток і планки розраховують на поперечну силу або умовну поперечну силу (для центрального стиснення). Умовна поперечна сила враховує випадкові силові впливи (під час виготовлення розраховується за формулою:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\phi_y}$$

$$\text{Звідси зусилля у розкосі ґраток} \quad N_d = \frac{Q_{fic}}{2 \sin \alpha}$$

Потрібна площа розкошу $A = \frac{N_d}{\varphi \cdot R_y \gamma_c}$,

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину обчислюють при граничній гнучкості $\lambda_d = 150$, а коефіцієнт умов роботи приймають $\gamma_n = 0,75$, як для кутиків, що закріплені однією полчкою.

Кутики приймають за сортаментом, а шви кріплення кутиків розраховують на зусилля N_d .

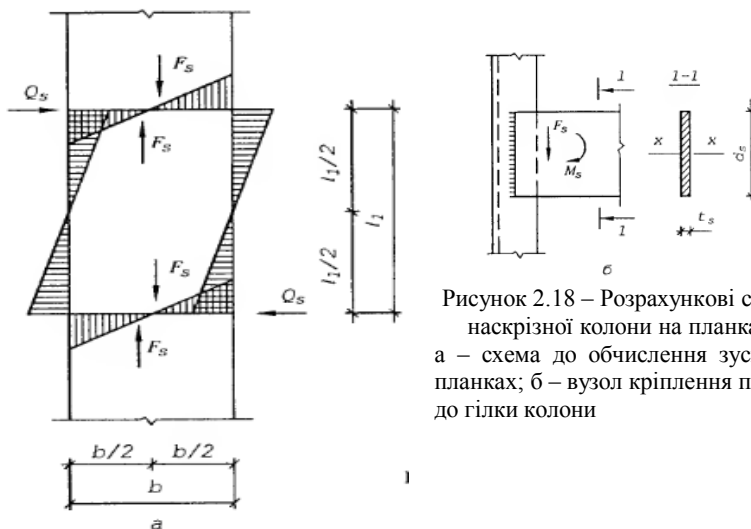


Рисунок 2.18 – Розрахункові схеми наскрізної колони на планках: а – схема до обчислення зусиль у планках; б – вузол кріплення планки до гілки колони

У наскрізних колонах на планках ширину планок встановлюють, виходячи з умови забезпечення жорсткості з'єднання $d_s = (0,5...0,7)b$, а товщину планок у межах $t_s = (1/10...1/15)d_s$ і не меншою ніж 6 мм.

Розрахункова схема такої колони – це багатопверхова рама зі стержнями, защемленими у вузлах. Стояками є гілки колони, а ригелями – планки (рис. 2.18).

Міцність перерізу планки перевіряють на дію зусиль F_s і M_s . На ці ж зусилля розраховують і шви кріплення планок.

$$F_s = \frac{Q_s \cdot l_1}{b}, \quad M_s = \frac{F_s \cdot b}{2}.$$

Особливості проектування позacentрово-стиснутих колон

Колони суцільного перерізу

Для колон з невеликими зусиллями, а також у випадках, коли згинальні моменти діють в двох напрямках, приймають симетричні перерізи. При більших зусиллях з одностороннім моментом частіш проєктують несиметричні перерізи.

Стійкість стержня у площині дії моменту перевіряється за формулами як для позacentрово-стиснутого елемента з урахуванням приведеного ексцентриситету прикладення поздовжньої сили $e = \frac{M}{N}$.

Стійкість стержня колони з площини дії моменту вираховується як для центрально-стиснутого елемента. Полиці і стінка перерізу колони повинні перевірятися на місцеву стійкість.

Наскрізнi колони

Наскрізна колона працює як ферма з паралельними поясами, де розрахункові зусилля N і M розкладаються між поясами, що спричиняє дію тільки осьових поздовжніх зусиль.

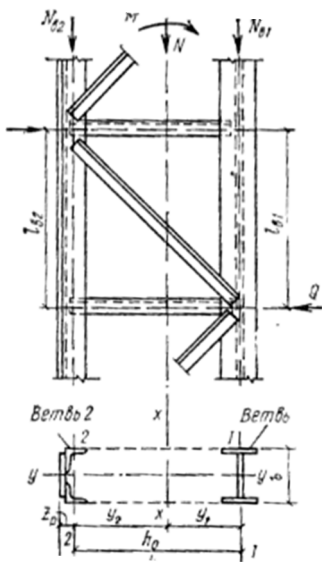


Рисунок 2.19 – Розрахункова схема наскрізної колони

$$\text{Зусилля у гілках колони } N_{b1} = \frac{N \cdot y_2}{h_0} + \frac{M}{h_0}, \quad N_{b2} = \frac{N \cdot y_1}{h_0} - \frac{M}{h_0}$$

Після визначення розрахункових зусиль у гілках кожна з них перевіряється на стійкість в обох площинах як центрально-стиснутий елемент:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\bar{\sigma}} \cdot A_{br}} \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{n}}.$$

Вузли колон

Оголовок колони складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикальних ребер (через них на стержні колони передаються опорні реакції розміщених вище конструкцій) та горизонтальних ребер чи діафрагм, що разом з вертикальними ребрами забезпечують місцеву стійкість елементів перерізу колони у місці прикладання зосереджених навантажень (рис. 2.20).

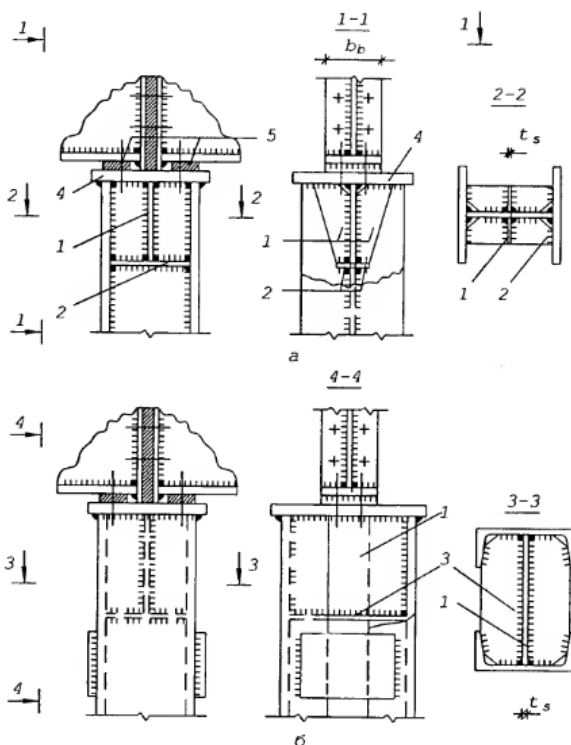


Рисунок 2.20 – Найпоширеніші конструкції оголовків суцільної (а) та наскрісної (б) колони: 1 – вертикальні ребра; 2 – горизонтальні ребра; 3 – діафрагма; 4 – опорний лист; 5 – прокладка

При розрахунках оголовка призначають його висоту з міркувань забезпечення жорсткості вузла, а також перевіряють міцність вертикальних ребер та зварних прикріплення їх до колони.

Найпоширеніші конструкції баз колон зображені на рисунку 2.21. Найчастіше використовують бази з траверсами, де траверси служать додатковими елементами, які сприяють рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

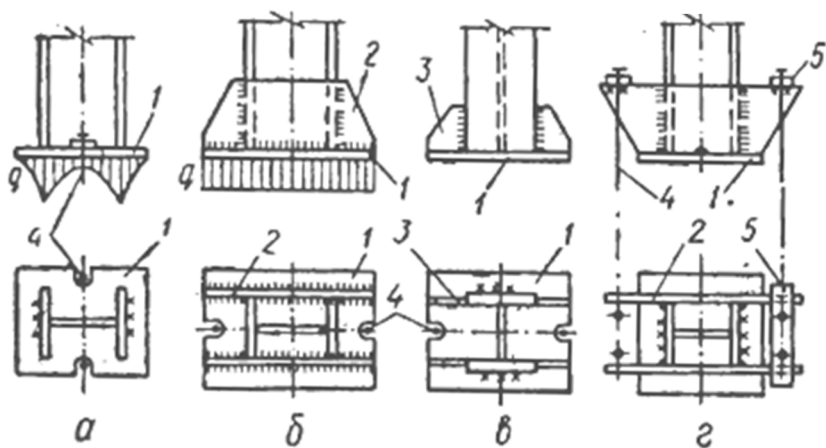


Рисунок 2.21 – Типи баз колон: а, б, в – шарнірні; г – жорсткі;
 1 – опорна плита; 2 – траверса; 3 – ребро; 4 – анкерний болт;
 5 – анкерна плитка

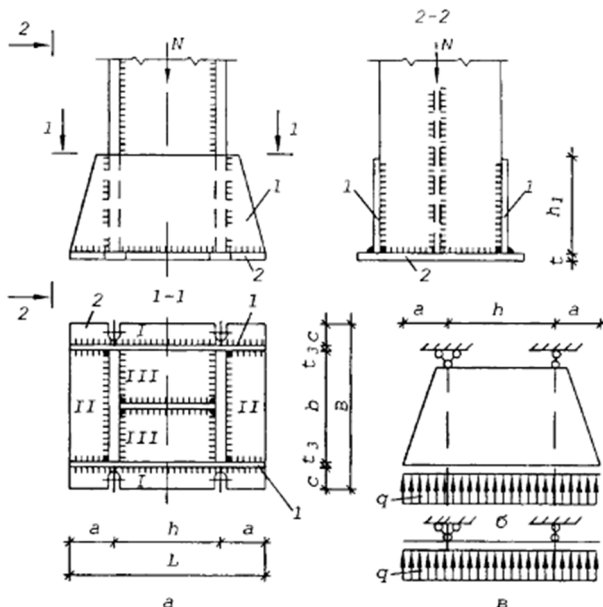


Рисунок 2.22 – База суцільної колони: а – загальний вид; б – схема навантаження траверси; в – розрахункова схема траверси; 1 – траверса; 2 – опорна плита

Розрахунки бази починають з підбора площі опорної плити за умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою

$$A = \frac{N}{\gamma \cdot f_{cd}},$$

де f_{cd} – розрахункова міцність бетону фундаменту;

γ – коефіцієнт, який збільшує опір бетону змінанню в залежності від відношення площі фундаменту до площі опорної плити. Для практичних розрахунків його приймають у межах 1,2...1,5.

Визначив потрібну площу плити, встановлюють її ширину B , яка залежить від прийнятої конструкції бази і умов розміщення анкерних болтів, а потім довжину плити L .

Товщину плити визначають за умови її роботи на згин. Навантаженням на плиту є рівномірний тиск опору фундаменту $q = N/A$, а її опорами – траверси і ребра бази, які виділяють з плити

такі ділянки (рис. 2.22): I – консольна, яка защемлена у місці спирання на траверсу; II – защемлена з трьох сторін; III – защемлена по контуру. Згинальні моменти в опорній плиті можна обчислювати за формулами таблиці М.2 в ДБН [2]. За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...40 мм.

Висоту траверси конструктивно приймають $h_1 = (0,5...0,7)h$. При розрахунку траверси її розглядають як балку, сперту у місцях кріплення полиць стержня колони і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 2.22, в).

Завершують розрахунки бази обчисленням катетів швів, які з'єднують стержень колони, траверси та опорну плиту.

Бази колон можуть бути шарнірними або жорсткими.

Шарнірні бази мають більш просту конструкцію і кріплення анкерних болтів виконується безпосередньо за опорну плиту двома болтами. Жорсткі бази мають не менш ніж чотири анкерні болти, які кріпляться до траверс, що виключає поворот колони на опорі після затяжки болтів.

Діаметр анкерних болтів в центрально-стиснутих колонах приймають конструктивно: для шарнірних баз 20...30 мм, для жорстких баз 24...36 мм. Для зручності монтажу й можливості деякого рихтування при встановленні анкерні болти заводять в проушини, ширина яких на 10...30 мм більш ніж діаметр болта, або пропускають між траверсами. Після цього на болти надіваються шайби товщиною 20...30 мм з отвором, на 3 мм більшим, ніж діаметр болта, або анкерні плитки товщиною 30...40 мм, закручуються гайки, а шайби (плитки) приварюються монтажними швами до плити або траверсам.

Для жорстких баз позacentрово-стиснутих колон (рис. 2.23) діаметри анкерних болтів призначають після розрахунків при комбінації навантажень на рівні опори колони (поздовжня сила і згинальний момент): N – мінімальне і M – максимальне.

$$\text{Зусилля розтягу в анкерних болтах } F_a = \frac{M - N \cdot a}{y}.$$

А площа і діаметр анкерного болта визначаються за нарізкою

$$A_{b,nt} = \frac{F_a}{2 \cdot \gamma_c \cdot R_{bt}}.$$

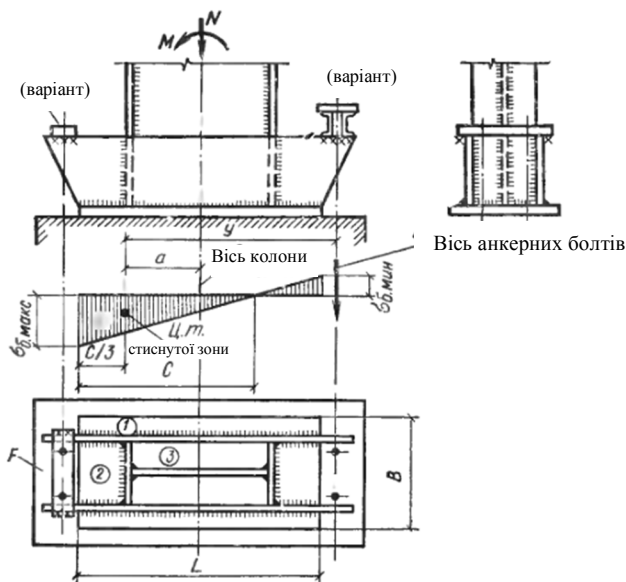


Рисунок 2.23 – До розрахунку бази позацинтрово-стиснутої суцільної колони

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3.2 МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Тема 3.2.1 Особливості проектування одноповерхових і багатоповерхових металевих каркасів

3.1 Каркаси одноповерхових виробничих будівель

Виробництво різноманітної промислової продукції реалізується в спеціальних будівлях, які називають виробничими (промисловими) будівлями або цехами.

Найбільш поширені це одноповерхові виробничі будівлі, які обладнані мостовими або підвісними електричними кранами. Крани можуть переміщатися по підкрановим балкам, або підвісним балкам (монорейкам) на потрібній висоті і обслуговувати всю площу цеха при організації виробничих процесів.

Комплекс несучих конструкцій, які сприймають навантаження від ваги огорожувальних конструкцій будівлі (покрівлі, стінових і віконних панелей), атмосферних впливів (снігу, вітру), навантажень від кранів або устаткування, називається каркасом будівлі.

Сталеві каркаси влаштовують у тих випадках, коли промислові будівлі мають укрупнену сітку колон, більшу висоту й мостові крани великої вантажопідйомності. Застосування сталевих каркасів економічно доцільно для цехів важкого машинобудування, мартенівських цехів та цехів прокатного виробництва, тощо.

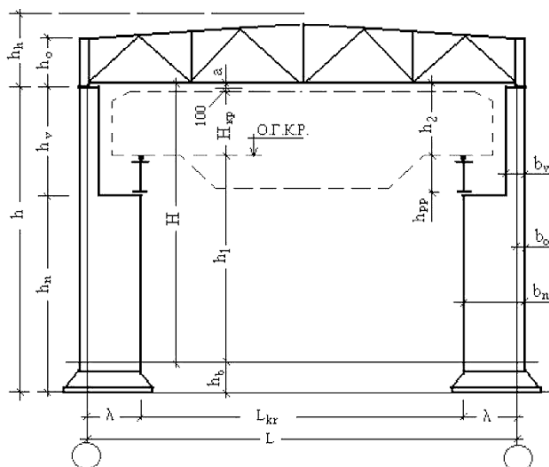


Рисунок 3.1 – Конструктивна схема промислової будівлі, обладнаної мостовими кранами легкого й середнього режимів роботи

Основа каркаса – це поперечні рами, які складаються з колон, жорстко зацEMENTованих фундаменті, і ригелів (кроквяних ферм), жорстко або шарнірно з'єднаних з колонами. Відстань між рамами будівлі зветься прольотом. Відстань між рамами зветься шагом рам. У поздовжньому напрямку на рами спираються підкранові балки, несучи елементи покриття і ліхтарі.

Жорсткість і стійкість каркасу і його окремих елементів повинна бути забезпечена системою в'язей: вертикальними в'язями між колонами, які сприймають поздовжні зусилля від дії вітру на торець будівлі і сил поздовжнього гальмування кранів; горизонтальними й вертикальними в'язями по шатру будівлі, які забезпечать стійкість конструкцій покриття.

Фахверк являє собою додатковий каркас, розташований у площині поздовжніх і торцевих стін, і призначений для сприйняття ваги стінового заповнення і вітрових зусиль.

При проектуванні каркаса будівлі необхідно враховувати режим роботи мостових кранів, який буває легкий, середній, важкий та занадто важкий. В залежності від інтенсивності і навантажень в виробництві проектують каркаси легких, середніх та тяжких виробничих будівель.

Крок колон та проліт рами. Для одноповерхових виробничих будівель як основний модуль прийнято 3 м. Проліт цеху до 18 м приймали кратним 3 м, а понад 18 м – кратним 6 м (24, 30, 36 м). У поздовжньому напрямку крок колон приймали 6 або 12 м.

Висота рами від рівня підлоги до осі нижнього поясу кроквяної ферми кратна 1,2 м при висоті до 10,8 м і 1,8 м при висоті більше 10,8 м.

Температурні шви. Якщо будівля має великі розміри у довжину та ширину, внаслідок зміни температури навколишнього середовища протягом року можуть виникати небезпечні деформації у сталевому каркасі або окремих його елементів. У зв'язку з цим будівлі великої довжини поділяються на окремі блоки, між якими передбачається температурний шов. Відстані між температурними швами у сталевих будівлях, коли немає потреби враховувати температурні силові дії, не повинні перевищувати величин наведених у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Найбільша відстань між температурними швами

Характеристика		Найбільша відстань $l_{\text{ш}}$, м, між температурними швами для архітектурно-будівельних кліматичних районів із середньою місячною температурою повітря у січні	
споруди	відстані	вищою за 0 °С	нижчою за 0 °С
Опалюваний будинок	вздовж блока	350	280
	поперек блока	230	180
Неопалюваний будинок	вздовж блока	300	240
	поперек блока	180	150
Гарячий цех	вздовж блока	230	180
	поперек блока	140	120
Відкрита естакада	вздовж осі	180	150

Жорсткість і стійкість каркасу та його окремих елементів забезпечується системою в'язей: вертикальними в'язями по колонам, які сприймають поздовжні зусилля від дії вітру на торець будівлі і сил поздовжнього гальмування кранів; горизонтальними і вертикальними

в'язями по шатру будівлі, які забезпечують стійкість конструкцій покриття.

В'язі між колонами розміщують у двох ярусах: нижній ярус – між підкрановою балкою і базою колони, верхній ярус – між нижніми поясами кроквяних ферм і гальмівними балками, а також у межах висоти ферм (рис. 3.2). В'язі нижнього ярусу для зменшення зусиль від температурних впливів слід ставити ближче до середини будови, причому коли довжина блоку не перевищує 120 м, достатньо однієї системи в одному кроці, при більшій довжині ставлять дві системи так, щоб відстань між ними не перевищувала 50...60 м (рис. 3.2, б). В'язі верхнього ярусу розташовують у торцевих панелях і в крайніх панелях з обох боків температурного шва, а також у середині температурного блока в місцях розташування в'язей нижнього ярусу.

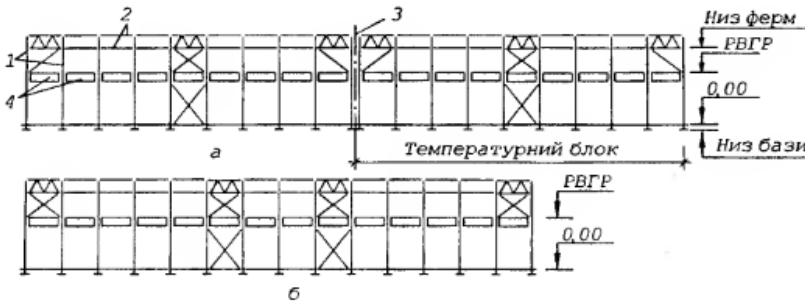


Рисунок 3.2 – Розміщення зв'язків між колонами: а – в будівлях з температурними блоками; б – в довгих будівлях; 1 – колони; 2 – розпірки; 3 – вісь температурного шва; 4 – підкранові балки

Вертикальні в'язі між колонами проектується у вигляді хрестової або розкісної (трикутної) системи ґраток. Елементи хрестової ґратки працюють на розтяг при будь-якому напрямку сил, а елементи трикутної системи – на розтяг і стиск. В'язі в межах висоти ригеля у торцевому кроці і в'язевому блоці колон проектується у вигляді самостійних ферм – окремого монтажного елемента, в інших кроках колон ставлять розпірки.

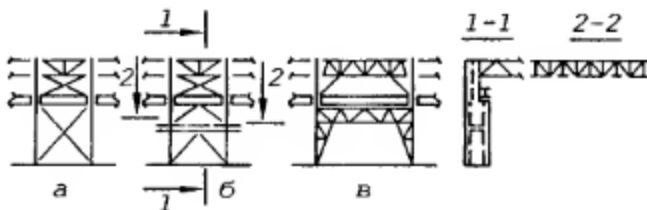


Рисунок 3.3 – Схеми конструкцій в'язей між колонами: а – хрестові; б – трикутні; в – порталні рами

Типова схема в'язей шатрового покриття складається з горизонтальних в'язей в площині верхніх і нижніх поясів кроквяних ферм та вертикальних в'язей між фермами (рис. 3.4).

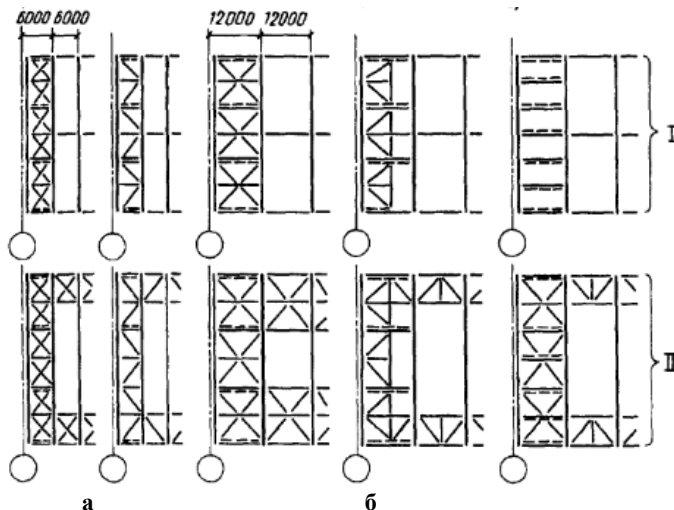


Рисунок 3.4 – Системи в'язей металевого покриття:

I – по верхнім поясам ферм для покрівлі з прогонами;

II – по нижнім поясам ферм; а – крок ферм 6 м; б – крок ферм 12 м

В'язі по верхнім поясам кроквяних ферм складаються з розпірок і розтяжок. Вертикальні в'язі розміщують: в торцях температурного відсіку будівлі між фермами на відстані 6 м одна від одної, а вздовж прольоту будівлі в місцях розміщення поперечних в'язевих ферм по нижнім поясам кроквяних ферм.

В будівлях з загальним режимом роботи горизонтальні в'язеві ферми в площині нижніх поясів кроквяних ферм виконують в торцях температурного відсіку будівлі. При довжині температурного відсіку понад 96 м, в межах його довжини призначаються крім того проміжні в'язеві ферми через кожні 42...60 м. Менші значення кроку в'язевих ферм призначаються для будівель, які не опалюються. Для будівель з важким режимом роботи і в будівлях з підкроквяними фермами незалежно від режиму роботи крім поперечних в'язевих ферм призначаються і поздовжні в'язеві ферми в площині нижніх поясів кроквяних ферм. Поздовжні горизонтальні в'язеві ферми розміщують в одно – , двох – та трьох прольотних будівлях тільки вздовж крайніх рядів колон, а в будівлях з кількістю прольотів більше трьох також і вздовж середніх рядів колон, щоб відстань між поздовжніми фермами не перевищувала 3-х прольотів в будівлях з загальним режимом роботи і 2-х прольотів в будівлях з важким режимом роботи.

Кріплення в'язей по верхнім поясам кроквяних ферм здійснюється на болтах М20. В'язі по нижнім поясам ферм в будівлях з загальним режимом роботи кріпляться на болтах М20, а в будівлях з важким режимом роботи за допомогою зварювання. Елементи в'язей, що розміщені в площині колон і які сприймають вітрові навантаження, кріпляться на болтах або зварюванням в залежності від величини зусиль в цих елементах.

3.2 Кроквяні ферми

Ферма – це гратчаста конструкція, що робить як і балка на поперечний згин. Ферма складається з окремих прямолінійних стержнів, які з'єднані між собою у вузлах і утворюють геометрично незмінну систему. Навантаження на ферму прикладається здебільшого у вузлах, тому в окремих стержнях виникають тільки поздовжні зусилля стиску або розтягу при роботі ферми в цілому на згин. Завдяки цьому метал у фермах використовується раціональніше, ніж у балках, тобто вони легше за масою, більш економічні, проте і більш трудомісткі у виготовленні.

Сталеві ферми застосовують у покрівлях промислових і житлових будівель, ангарів, вокзалів, спортивних споруд, ринків, радіо та телевізійних вежах, щоглах різного призначення, опорах ліній електропередач та інших конструкціях. За статичними ознаками розрізняють ферми:

- балкового типу: одно прольотні, багато прольотні й консольні;
- аркового;

- рамного типу;
- вантові.

Залежно від призначення фермам надають різної конструктивної форми – від легких пруткових конструкцій до важких ферм великих прольотів, плоских і просторових. Найширше застосовують у промислових і житлових будівлях розрізні балкові ферми, найпростіші для виготовлення та монтажу.

Геометрична схема ферми характеризується обрисом поясів і видом решітки. Типи обрисів поясів ферм наведені на рисунку 3.5.

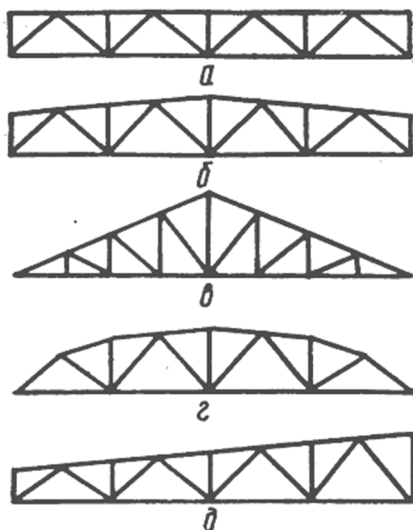


Рисунок 3.5 – Типи кроквяних ферм за обрисом поясів:
 а – з паралельними поясами; б – трапецієподібна; в – трикутна;
 г – полігональна (сегментна); д – односкатна

Ферми з паралельними поясами й трапецієподібні – найбільш прості за конструктивною формою і виготовленням. Ці властивості й визначають їх широке застосування у виробничих та житлових будівлях різного призначення. Незважаючи на високі техніко-економічні показники, їх застосовують переважно при прольотах 18...42 м, оскільки вони мають невелику будівельну висоту порівняно з фермами інших обрисів.

Ферми трикутного обрису мають найбільшу висоту, застосовують їх при прольотах не більше 36 м. Це зумовлене, в першу чергу, використанням дрібно розмірних покрівельних матеріалів – плоских і хвилястих азбестоцементних листів, покрівельної сталі різної конфігурації, черепиці, які потребують нахилу покриття в межах $25...45^{\circ}$.

За витратами сталі найбільш економічними є *сегментні ферми*, проте вони, як і трикутні, мають суттєві недоліки: велику трудомісткість, зумовлену різними довжинами решітки та криволінійністю верхнього поясу.

Статична незмінність ферми досягається застосуванням ґраток, що утворюють систему трикутників. Ґрати ферми працюють на поперечну силу і виконують функції стінки суцільної балки. Від системи ґраток залежать власна маса ферми, трудомісткість її виготовлення та зовнішній вигляд.

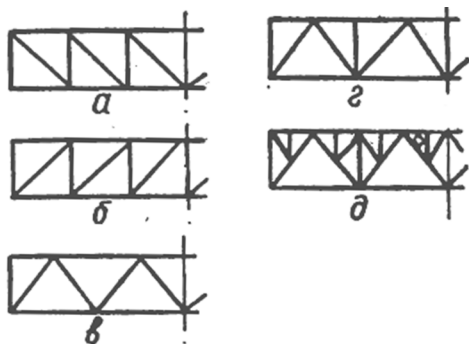


Рисунок 3.6 – Види систем ґрат ферм: а – розксіні з спадними від опори розкосами; б – розксіні з вихідними від опори розкосами; в – трикутні; г – трикутні з додатковими стійками; д – шпренгельні

Найбільш поширеними є трикутні ґрати, оскільки їх загальна довжина і кількість вузлів менші, ніж у фермах з іншими типами ґрат. Рациональний кут нахилу ґрат до нижнього поясу становить $45...50^{\circ}$. Недоліком трикутних ґрат є значна довжина панелей поясів, особливо при великих прольотах ферм.

Розксіні ґрати використовують найбільш ефективно у невисоких фермах. Особливість таких ґрат полягає в тому, що від напрямку їх до опори є можливість регулювати знаки зусиль. Кути

нахилу розксісних грат до нижнього поясу в межах $35...45^\circ$ є більш економічними і сприятливими для роботи розкосів. У фермах з паралельними поясами і трапецієподібних доцільно проектувати розкоси спадними від опори, тоді вони будуть розтягнуті, а короткі стояки грат — стиснутими. Для ферм трикутного й сегментного обрису, навпаки, в розкосах грат спадні елементи стиснені, а вихідні розтягнені. Незважаючи на це, при компонуванні грат ферми часто проектують зі спадними розкосами, щоб зменшити їх довжину.

Хрестові грати застосовуються у фермах, які працюють на знакозмінне навантаження. У цьому випадку розкоси грат працюють тільки на розтяг. При виникненні в одному з розкосів стиску він відключається, працює другий розкіс, в якому діє розтяг.

При великій висоті ферм і раціональному куті нахилу розкосів ($35...45^\circ$) панелі верхнього поясу ферми мають великі розміри, які не вигідні для розміщення прогонів та плит. У таких панелях ферм виникають місцеві згинальні моменти за рахунок поза вузлового прикладання навантаження. Довжину панелей верхнього поясу можна зменшити шляхом введення в основну решітку ферми спеціальних шпренгелів, що призводить також до зменшення розрахункової довжини розкосів у площині ферми (рис. 3.6, д).

Розрахунок балкових ферм виконують у такій послідовності:

- встановлення розрахункової схеми ферми;
- визначення і збір навантаження;
- визначення розрахункових зусиль в елементах ферми;
- підбір поперечних перерізів розтягнутих та стиснутих елементів;
- складання таблиці зусиль, поперечних перерізів і напружень в елементах ферми;
- розрахунок вузлових з'єднань ферми, в тому числі монтажних стиків.

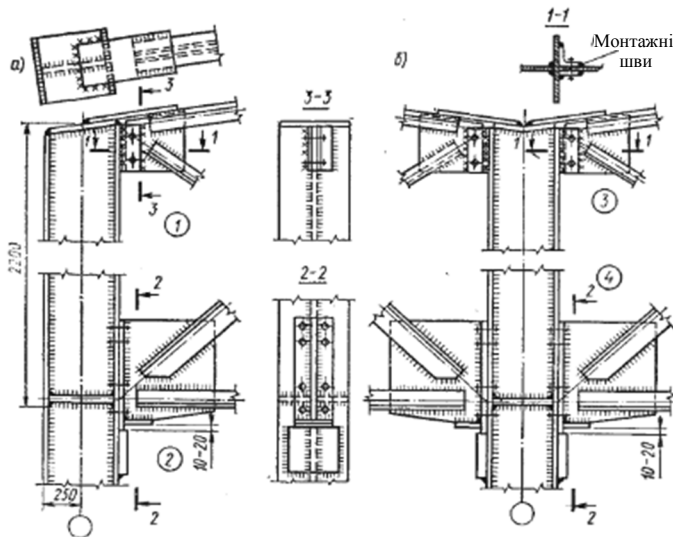


Рисунок 3.7 – Вузли обпирання типової сталеві ферми на колони:
а – на колону крайнього ряду; б – на колону середнього ряду

3.3 Конструкції покрівель

Покрівлі виробничих будівель складаються з огорожувальних конструкцій та несучих елементів – прогонів, ферм, ліхтарів, на які опираються покрівельні елементи.

Розрізняють два типи покрівель – прогонні й без прогонні. У першому випадку між кроквяними фермами через 1,5...3 м розміщують прогони, на які вкладають малорозмірні покрівельні плити, листи, настили. У другому випадку на кроквяні ферми вкладають великорозмірні плити або панелі шириною 1,5...3 м і довжиною 6 або 12 м, які одночасно є огорожувальними і несучими конструкціями. Покрівля по прогонам легша, але потребує більших витрат металу, більш трудомістка в монтажі. Без прогонна покрівля (застосування залізобетонних панелей) забезпечує менші витрати сталі, проста й індустріальна в монтажі. Але вона має суттєвий недолік — велику масу. Вибір конструкцій покрівлі здійснюють, порівнюючи їх техніко-економічні варіанти й враховуючи технологічні й економічні фактори призначення споруди.

Прогонні покрівлі (рис. 3.8). Для прогонів застосовують прокатні балки, гнуті профілі або легкі наскрізні конструкції (при

кроку ферм понад 6м). Прогони вкладають на вузли верхніх поясів кроквяних ферм. Покрівлі бувають теплими (з утеплювачем) і холодними (без утеплювача).

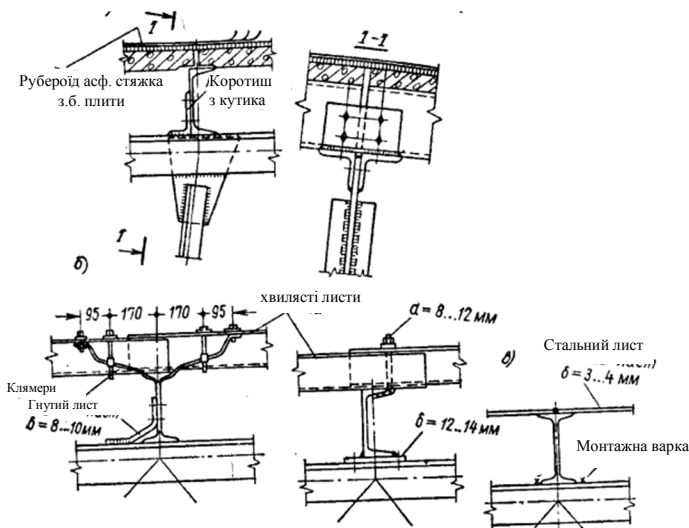


Рисунок 3.8 – Типи покрівель по прогонам

Для теплих покрівель широко застосовують сталевий профільований настил, а також малорозмірні керамзитобетонні, армоцементні й азбестоцементні плити, тришарові панелі, які складаються з двох металевих листів і утеплювача між ними. Холодні покрівлі виконують з хвилястих азбестоцементних, сталевих або алюмінієвих листів, які вкладають на прогони з кроком 1,25...1,5 м. Маса азбестоцементних листів 20 кг/м^2 , сталевих – $15...20 \text{ кг/м}^2$.

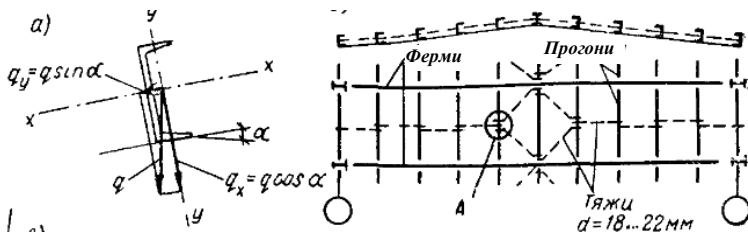


Рисунок 3.9 – Схеми до розрахунку прогону покрівлі

Прогони на схилі покрівлі сприймають згин у двох площинах (рис. 3.9). Щоб зменшити згинальний момент від схильної складової навантаження, прогони розкріплюють тяжами з круглої сталі діаметром 18...22 мм. Міцність прогонів можна перевірити з урахуванням пластичних деформацій за формулою

$$\sigma = \frac{M_x}{1,12W_x} + \frac{M_y}{1,2W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Без прогонні покрівлі. У промислових будовах широко застосовують великорозмірні залізобетонні плити різного призначення шириною 3 м і довжиною 6 м та 12 м. Поздовжні ребра плит приварюють до вузлів верхнього поясу ферм не менше, як у трьох кутах. Коли застосовують плити шириною 1,5 м, доцільно в панелях верхнього поясу ставити додаткові шпренгелі, щоб зберегти вузлову передачу зусилля на ферму.

Основний недолік великорозмірних залізобетонних плит велика власна маса, що впливає на збільшення маси колон, фундаментів.

Останнім часом застосовують металеві панелі шириною 1,5 і 3 м і довжиною 6 і 12 м, що призводить до зменшення навантаження від покрівлі. Власна маса таких панелей у чотири-п'ять разів менша, ніж залізобетонних. Проте конструкція покрівлі по прогонах більш економічна за витратами сталі. Металеві панелі мають перевагу, оскільки значна частина робіт з виготовлення покрівель здійснюється на заводах металевих конструкцій. В основі сталевих панелей – каркас, профільований настил, утеплювач, гідроізоляційний шар.

3.4 Особливості проектування сталевих каркасів багатопверхових будівель

Такі будівлі як правило багатфункціональні – адміністративні приміщення, учбові заклади, магазини, готелі тощо.

Для багатопверхових будівель раціонально поділення їх конструкцій на несучі і огорожувальні. Несучі функції виконує каркас, а огорожувальні – легкі стінові панелі з ефективною теплоізоляцією.

Головною перевагою сталюого каркасу є висока міцність матеріалу, яка дозволяє проектувати мінімальні розміри перерізів колон і ригелів і цим збільшувати корисну площу й об'єм приміщень. Для захисту сталюого каркасу від пожежі і корозії його елементи обетонюють, облицьовують керамічними блоками, обштукатурюють або покривають вогнезахисними фарбами, обмазками.

Каркасні системи розділяють на в'язеві, рамні і рамно-в'язеві (див. рис. 3.10).

Основні елементи каркасу – це колони і балки (ригелі). Вони утворюють систему, яка сприймає вертикальні і горизонтальні навантаження і передають їх на фундамент. Фундаменти будівель з великою кількістю поверхів проектують у вигляді суцільної плити або пальового поля з плитним ростверком. Для сприймання горизонтального навантаження (вітер, сейсмічний удар) та передачі його на фундамент створюються жорсткі за висотою в'язеві конструкції.

В'язеві каркасні системи проектують у вигляді вертикальних в'язей, розташованих на деякій відстані одна від одної та з'єднаних між собою горизонтальними жорсткими дисками (на рівні перекриттів і покриття). Горизонтальна жорсткість каркасу забезпечена системою вертикальних (поздовжніх і поперечних) в'язей (дисків), які сприймають на себе все горизонтальне вітрове навантаження. Інші елементи каркасу (колони, балки), які не входять до системи дисків конструюються як звичайні балкові і стоякові схеми з шарнірним сполученням у вузлах. Вони сприймають лише вертикальне навантаження. В'язеві системи більш жорсткі, вузли сполучень конструкцій прості і менш трудомісткі, що дозволяє типізувати елементи каркасу.

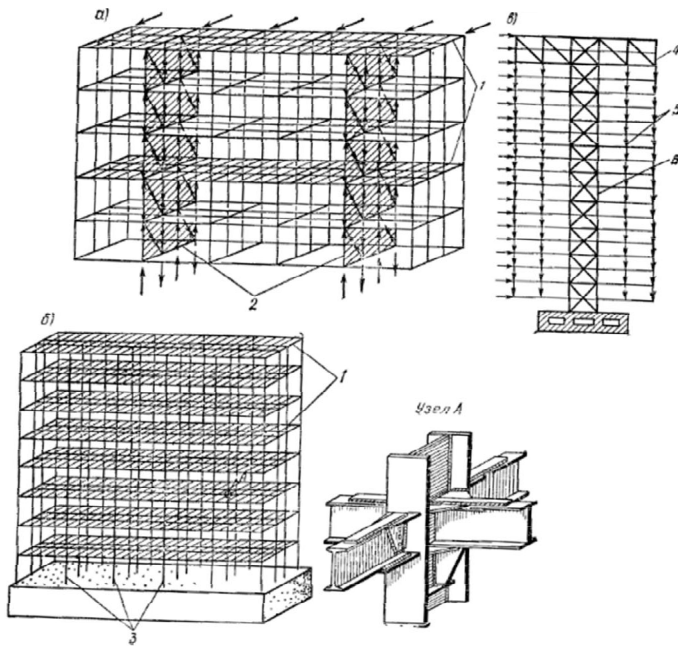


Рисунок 3.10 – Схеми сталюого каркасу: а з в'язями у вигляді вертикальних ферм; б – рамна система; в – система з підвісними перекриттями; 1 – горизонтальні диски перекриттів; 2 – вертикальні диски в'язі; 3 – рами; 4 – траверса; 5 – тяги; 6 вертикальна ферма

Рамні системи проектують у вигляді багатоповерхових рам (як правило рами в двох напрямках) і ряди колон також пов'язані між собою горизонтальними дисками (перекриттями). Горизонтальна жорсткість каркасу тут забезпечується жорсткістю рам в двох напрямках, або облаштовуються рамні просторові блоки з встановленим кроком в плані будівлі. Рамні системи більш складні в конструктивному оформленні і менш жорстка, вона буде раціональною для порівняно невисоких будівель (до 30 поверхів).

Рамно-в'язеві системи проектують щоб рами були розміщені в одному напрямку, а в'язеві блоки в другому площинному напрямку. Горизонтальна жорсткість будівлі в цьому випадку забезпечується в одному напрямку жорсткістю рам, а в другому напрямку – вертикальними в'язями.

Горизонтальні диски проектується на кожному, або через декілька поверхів, у вигляді монолітних залізобетонних плит перекриття, іноді з додатковими системами горизонтальних в'язей. Жорсткі горизонтальні диски потрібні для перерозподілу вітрового навантаження між вертикальними в'язями або рамами і забезпечення загальної жорсткості каркасу.

Вертикальні в'язі проектується у вигляді консольних ферм, защемлених в фундаменті (рис. 3.11). В місцях защемлення в'язевих ферм на фундамент діють значні місцеві зусилля. В рамній системі на фундамент зусилля передаються більш рівномірно, але така система більш податлива. Іноді в'язі проектують у вигляді суцільних залізобетонних стінок (діафрагм).

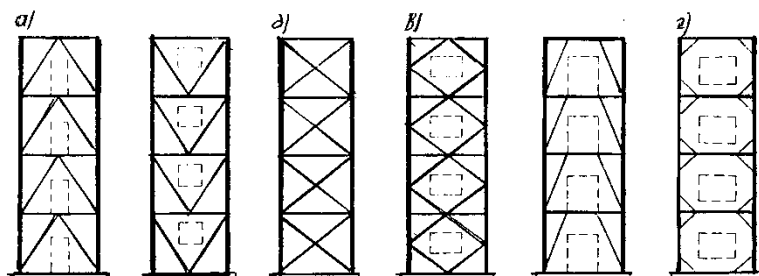


Рисунок 3.11 – Компонівка в'язей: а – полу розкісна решітка; б – хрестова решітка; в – ромбічна решітка; г – неповні розкоси

Колони в багатоповерхових каркасах повинні бути компактними. Типові перерізи колон (див. на рис. 3.12). Оптимальний крок колон 5...6 м.

Колони стикують при монтажу через 2 поверхи. Для зручності монтажу стики розміщують на 0,5...1 м вище рівня перекриття. Для спрощення стику він проектується з фрезеруванням торців (рис. 3.13). Бази колон також проектується з фрезерованими торцями (рис. 3.14).

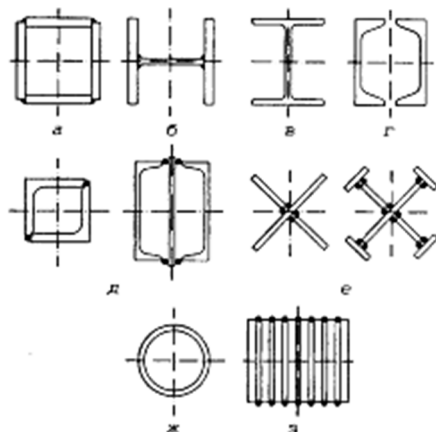


Рисунок 3.12 – Перерізи колон багатоповерхових будинків: а – зварний квадратний із чотирьох листів; б – зварний двотавровий; в – широко полчкові двотаври; г – зварений з двох кутиків або швелерів; д – те ж, підсилений центральним листом; е – зварний перехресний і перехресний, підсилений листами; ж – кільцевий з труб; з – зварний з пакета листів

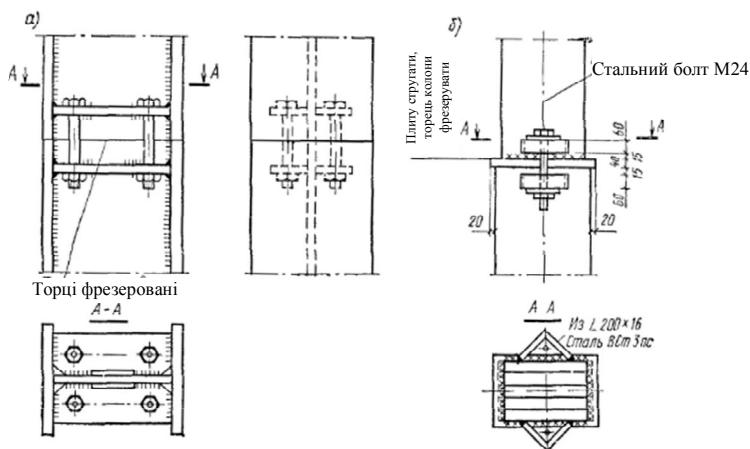


Рисунок 3.13 – Стиги колон з фрезеруваннями торців і стяжними болтами: а – торці фрезеровані; б – стик через стругану плиту

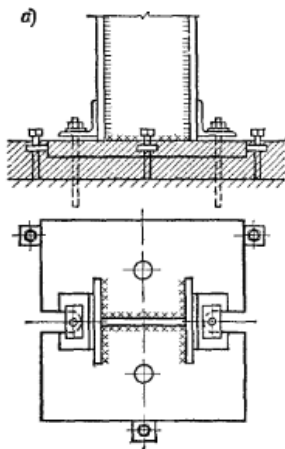


Рисунок 3.14 – Типова база колони з фрезеруванням торцю

Тема 4.2.2 Металеві споруди та їх елементи

4.1 Конструкції великопролітних покриттів

До великих можна віднести прольоти розміром понад 40...50 м. З великими прольотами споруджують будівлі громадського призначення – концертні і спортивні зали, виставкові павільйони, вокзали, ринки і т.п., а також будівлі спеціального призначення – ангари, авіа складальні цехи, гаражі, локомотивні депо і т.п.

У великопролітних конструкцій суттєву долю в розрахунковому навантаженні складає власна вага, тому для їх спорудження ефективно застосування сталей підвищеної міцності.

Перекивати великі прольоти можна різними системами, кожна з яких має переваги і недоліки. Основні з цих систем – стержньові конструкції балкового, рамного і аркового типу. Крім того, застосовуються висячі (вантові) конструкції, різні комбіновані рішення, а також просторові системи у вигляді склепіння, складок, структур, оболонок й куполів. Те чи інше конструктивне рішення великопролітного покриття вибирають виходячи з конкретних умов при проектуванні й архітектурної виразності будівлі.

Балкові покриття

Великопролітні балкові покриття складаються з головних несучих поперечних конструкцій у вигляді плоских або просторових

ферм (з прольотами 40...100 м) і проміжних конструкцій у вигляді в'язей, прогонів й покрівельного настилу. Балки суцільного перерізу не застосовують в наслідок великих витрат металу.

За обрисом ферми бувають: з паралельними поясами, трапецієвидні, полігональні, трикутні, сегментні (схеми на рис. 4.1).

Висота ферм $(1/8...1/14)L$ при похилах покрівлі $1/2...1/15$. При прольоті ферми понад 36 м одна з її опор повинна бути шарнірно-рухомою.

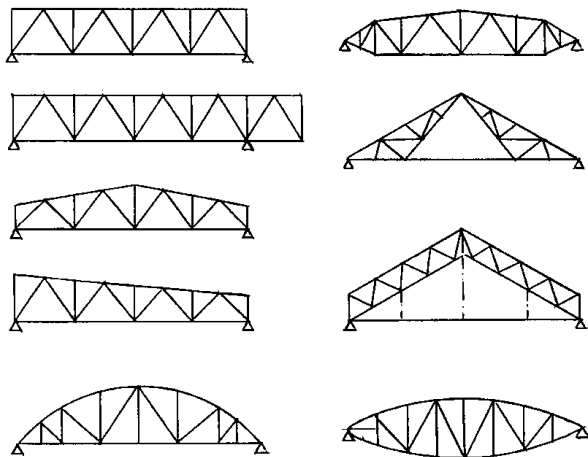


Рисунок 4.1 – Схеми будівельних ферм

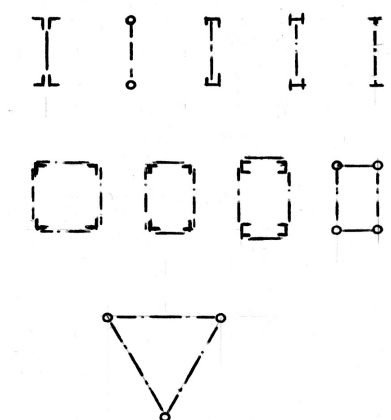


Рисунок 4.2 – Поперечні перерізи ферм: плоскі, коробчасті, трикутні

При компоновці покриття вертикальні й горизонтальні в'язи вирішуються аналогічними до промислових будівель з кроквяними фермами.

Балкові схеми великопролітних покриттів застосовуються:

- при любых типах під опорних конструкцій – цегляні або бетонні стіни;
- коли під опорні конструкції не можуть сприймати розпірних зусиль;
- при зведенні будівель на просадних або карстових ґрунтах і на підробляємих територіях.

Балкові схеми покриттів важче рамних і аркових, але простіші в виготовленні і монтажу.

Розрахунки таких ферм виконують методами будівельної механіки (аналогічно кроквяним фермам промислових будівель).

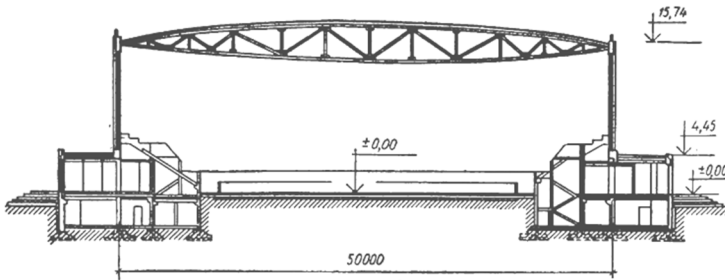


Рисунок 4.3 – Ферма покриття в Палаці спорту у м. Харкові

Рамні конструкції

Рамні конструкції для покриттів будівель застосовують при прольотах 40...150 м. При прольотах понад 150 м вони стають неекономічними.

Переваги рамних конструкцій над балковими – це менша вага, більша жорсткість і менша висота ригеля.

Недоліки рамних конструкцій – це більша ширина колон, чутливість до нерівномірних осідань опор і змінам температури середовища.

Рамні конструкції ефективні при погонних жорсткостях колон близьких до погонних жорсткостей ригелів, що дозволяє перерозподіл зусиль від вертикального навантаження і значно облегшить ригелі.

При перекритті великих прольотів застосовують як правило, двохшарнірні і безшарнірні рами різного обрису (рис. 4.4).

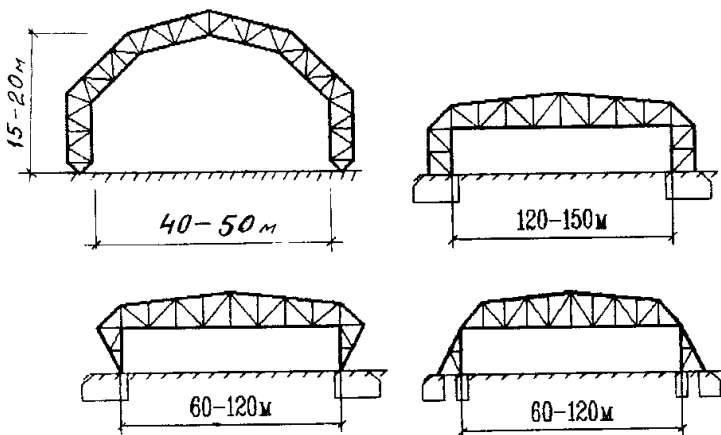


Рисунок 4.4 – Схеми наскрізних рам

Безшарнірні рами більш жорсткі та економічні за витратами матеріалу, однак, вони потребують облаштування більших фундаментів і чутливі до змін температури середовища.

При великих прольотах і навантаженнях ригелі рам конструюють як важкі ферми, при порівняно малих прольотах (40...50 м) вони мають такі ж перерізи і вузли, як і легкі ферми.

Переріз стержнів рам аналогічні балочним фермам.

Компоновка каркасу і покриття з рамних конструкцій аналогічна до рішень каркасів промислових будівель і балкових покриттів.

Статичні розрахунки рамних конструкцій виконують методами будівельної механіки і за спеціально розробленим програмам на ЕВМ.

Аркові покриття

Аркові конструкції покриттів великопролітних будівель більш вигідні за витратами матеріалу ніж балочні чи рамні системи. Однак в них з'являється значний розпір, який передається через фундаменти на ґрунт або встановлюється затяжка для його сприймання, тобто погашення розпору самою системою.

За статичними схемами арки бувають безшарнірними, двохшарнірними і трьохшарнірними.

Найбільш раціональна висота арки $1/4...1/6$ від прольоту. Висота перерізу арок: з суцільним перерізом – $1/50...1/80$ від прольоту; з наскрізним перерізом – $1/30...1/60$ від прольоту.

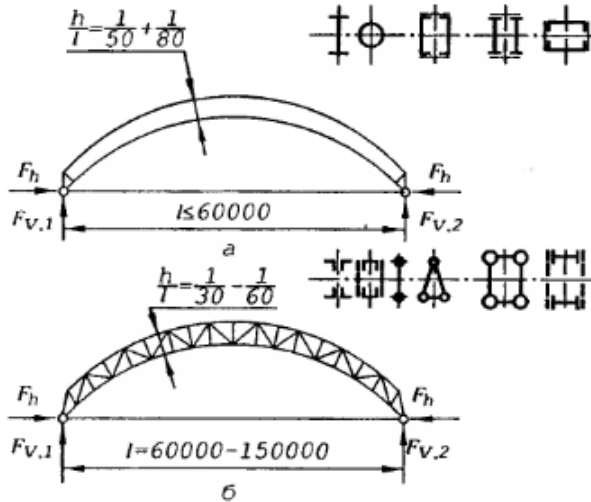


Рисунок 4.5 – Конструктивні схеми й типи перерізів двошарнірних арок:
а – суцільні; б – наскрізні

Найчастіше зводяться двошарнірні арки (рис. 4.5). Вони більш економічні за витратами металу, прості в виготовленні і монтажу, внаслідок свободного повороту в шарнірах в них не з'являються значні додаткові напруження від зміни температури й осідання опор.

В трьохшарнірних арках все аналогічно двошарнірним, але ключовий шарнір ускладнює конструкцію самих арок і покриття.

Безшарнірні арки найбільш легкі, в них більш рівномірно перерозподіляються згинальні моменти від навантаження, але вони потребують зведення більших фундаментів і їх потрібно розраховувати на дію температурних деформацій.

Наскрізні арки конструюють аналогічно фермам балочних схем покриттів.

Компоновка каркасу і покриття з аркових конструкцій аналогічна рішенням каркасів з рамних конструкцій.

У поздовжньому напрямку будівлі арки розміщують з кроком $12...24$ м. З конструктивною метою між арками розташовують наскрізні ферми-прогони з кроком $4...7$ м, на яких укладаються плити

покрівлі. Одночасно ферми-прогони використовують як в'язі і забезпечують цим стійкість нижнього поясу арки.

Статичний розрахунок аркових конструкцій виконують методами будівельної механіки і по спеціально розробленим програмам на ЕВМ.

Розрахунок арок починають з навантаження, яке складається з вертикального постійного (маса арки і покрівлі) і тимчасового у вигляді снігу та вітру. Для пологих арок снігове навантаження приймають рівномірно розподіленим. Розрахунок на вітрове навантаження виконують для крутих арок при $f/l > 0,2$.

Двошарнірна арка – це статично невизначена система, в якій за невідому силу приймають розпір. Розпір від рівномірно розподіленого навантаження в двох- і тришарнірних арках, у пологих арках, окреслених за квадратною параболою або іншою кривою, близькою до неї, визначають за формулою

$$F_h = \frac{q \cdot l^2}{8f},$$

де l і f – проліт і висота арки.

Після визначення зусиль M , N , Q розраховують зусилля в стержнях арки за схемою на рисунку 4.6 та виконують конструктивні розрахунки з підбором перерізу стержнів, як і при розрахунку ферми. При розрахунках розкосів необхідно врахувати додаткові напруження від стиснення поясів.

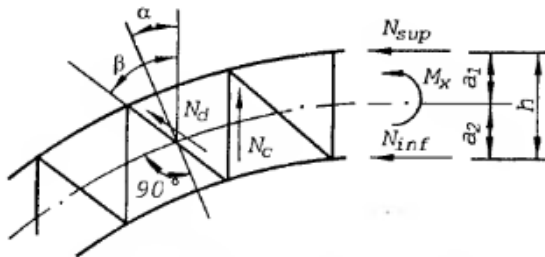


Рисунок 4.6 – Розрахунок зусиль в елементах наскрізної арки

Найбільш складними в конструктивному плані є опорні і ключові шарніри (див. рис. 4.7 і 4.8).

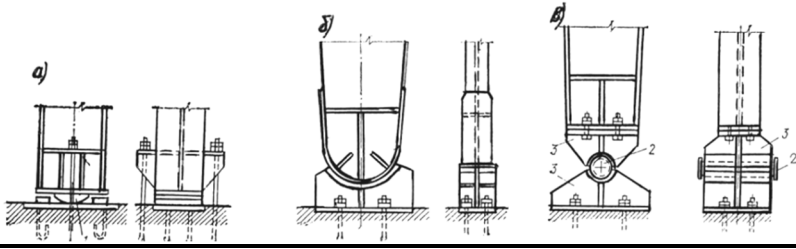


Рисунок 4.7 – Схеми опорних шарнірів арок і рам: а – плитковий; б – п'ятниковий; в – балансирний; 1 – плита; 2 – цапфа; 3 – балансир

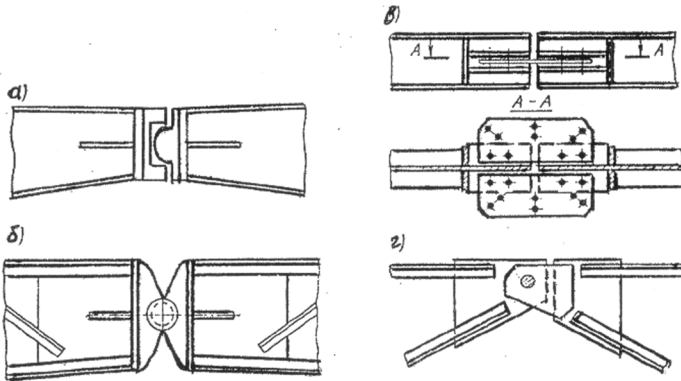


Рисунок 4.8 – Ключові шарніри арок і рам: а – плитковий; б – балансирний; в – листовий; г – болтовий

Затяжка в арці може розміщуватися на рівні опорних шарнірів або вище опор. Щоб уникнути провисання пр. неповному навантаженні, затяжку по всій довжині прикріплюють до арки. Сучасні великопролітні арки проектують у вигляді одно пролітної конструкції з затяжкою або без неї. Сталева арка з затяжкою на рівні опор перекриває, наприклад, Палац спорту на стадіоні в Лужніках (м. Москва) (див. рис. 4.9).

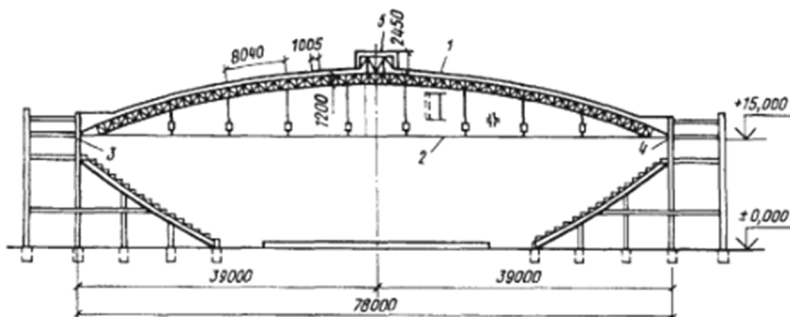


Рисунок 4.9 – Аркове покриття Палацу спорту в Лужниках (Москва):

1 – арка; 2 – затяжка; 3 – нерухома опора; 4 – рухома опора; 5 – ліхтар

Куполи

Куполи відносяться до просторового типу конструкцій. Це розпірні системи, що повинно враховуватися пр. проектуванні опорних конструкцій.

Розрізняють такі типи конструктивних схем куполів (рис. 4.10):

– *ребристі куполи* утворюються з радіальних ребер - полу арок. В основі купола ребра спираються на стіни або на кільцевий елемент, який сприймає розпір X . У вершині купола ребра спираються на центральне кільце. При розрахунках на осьосиметричні навантаження купол можна розділяти на плоскі арки з шарнірними або жорсткими з'єднаннями з кільцями. Ребра виконуються суцільними або решітчастими і з'єднуються між собою прогонами. Для забезпечення стійкості ребер з площини між прогонами встановлюються в'язі;

– *ребристо-кільцеві купола* відрізняються від ребристих тим, що прогони сумісно з ребрами сприймають розпір. Прогони в даному випадку це ряд горизонтальних кілець, розташованих на різних рівнях, які сприймають зусилля розтягу. При осьосиметричному навантаженні ребристо-кільцеві куполи можна розраховувати після розчленування їх на плоскі арки з умовними затяжками на рівнях кільцевих прогонів;

– *сітчасті куполи* утворюються з ребристо-кільцевих після включення в них діагональних в'язей між ребрами і прогонами, які сприймають зусилля від розпору. Сітчасті куполи спираються в окремих точках або з'єднуються пружно з опорним кільцем. В сітчастих куполах в роботу на зусилля від діючих навантажень долучаються усі стержні, що приводить до суттєвого зниження маси конструкцій. Тому сітчасті куполи можуть перекирвати прольоти до 400 м. При будові геометрії таких куполів використовують

многогранники, які вписані у сферу, наприклад ікосаедр, який має 20 однакових гранів, 80-гранник з двома типами гранів, або 320-гранник з п'ятьма типами гранів. При дрібному членуванні сітки можливі розрахунки сітчастого купола подібно до безмоментної оболонки, а знайдені в оболонці меридіональні і кільцеві зусилля N_1 та N_2 розкладають на напрям стержнів, які збігаються у вузлі.

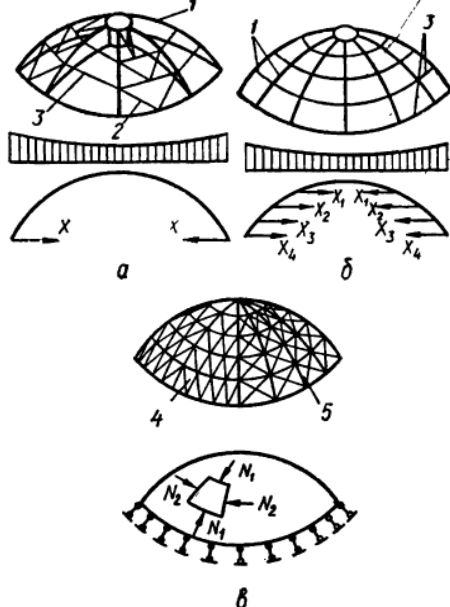


Рисунок 4.10 – Конструктивні і розрахункові схеми куполів:
а – ребристий; б – ребристо-кільцевий; в – сітчастий; 1 – ребра; 2 – в'язі;
3 – прогони; 4 – з розкісною решіткою; 5 – з хрестовою решіткою

Структурні системи покриття

В будівництві розповсюджені просторові сітчасті системи регулярної будови, які зводяться до структурних конструкцій або просто структури. Структури створюють багатократно повторюваннями елементів і застосовують у вигляді плоских (плити, диски) або складної форми (склепіння, купола, складки) покриттів великопролітних будівель (рис. 4.11).

За принципами утворення просторово-решітчасті покриття можна розділити на:

перехресно-балочні системи, які утворюються перехрещенням ферм двох або трьох напрямках;

структурні конструкції, які набираються з елементарних «кристалів» тетраедрів, пентаедрів, гектаедрів.

В усіх випадках стержньовий набір утворює верхню і нижню поясні сітки, з'єднані між собою решіткою. Тому такі системи є двох-сітчасті. Структури мають підвищену жорсткість в порівнянні з площинними системами, що надає їм меншу будівельну висоту.

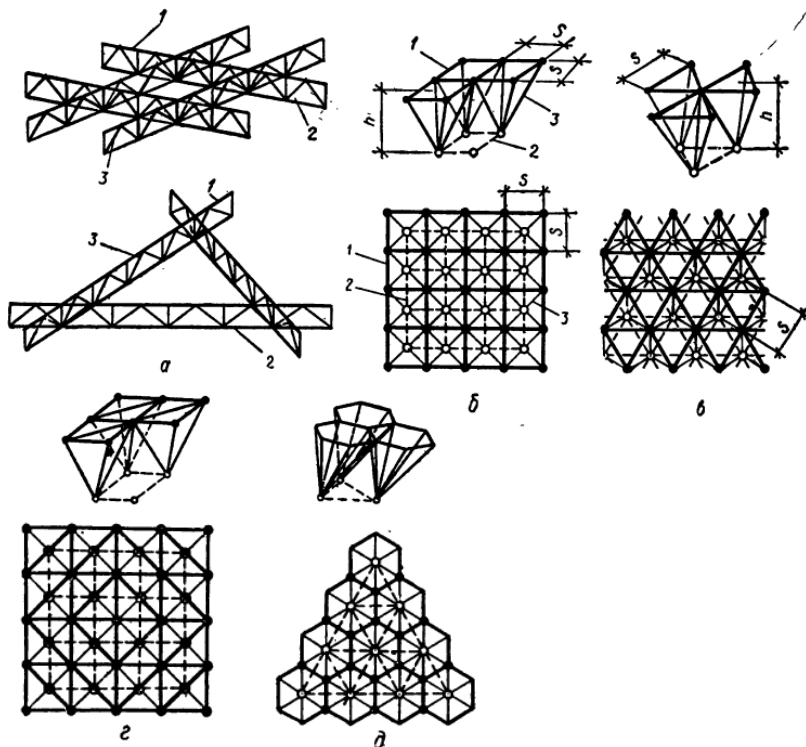


Рисунок 4.11 – Утворення просторових решітчастих покриттів:
а – перехресні ферми; б – структура з пентаедрів; в – структура з тетраедрів;
г – структура з пентаедрів з додатковими діагоналями; д – структура з
гектаедрів; 1 – верхня поясна сітка; 2 – нижня поясна сітка; 3 – решітка

Стержні структурних конструкцій виготовляються з круглих труб або з прокатних профілів. Вузлові сполучення виконують зварними або болтовими (рис. 4.12).

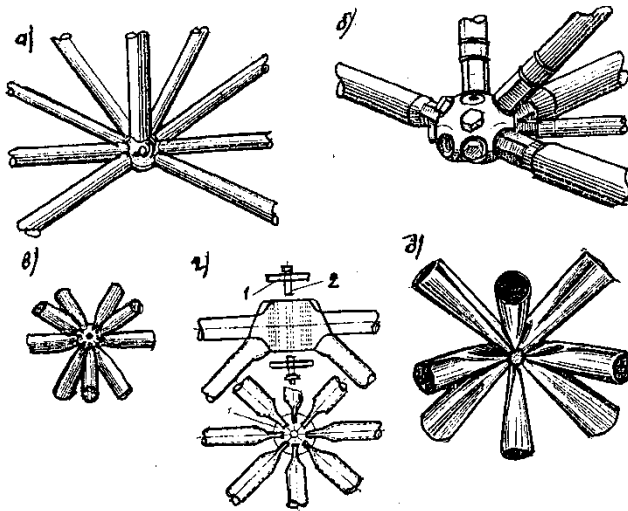


Рисунок 4.12 – Вузли сполучення структур: а – кулькова вставка; б – на гвинтах; в, г – з циліндричним сердечником з прорізами, який стягнутий болтом 1 з шайбами 2; д – зварний вузол сплюснутих кінців

Структурні конструкції це багатократно статично невизначені системи. Точні розрахунки їх складні і виконуються на ЕВМ. При спрощеному підході структури розраховують методами будівельної механіки як ізотропні плити або як системи перехрещених ферм без урахування крутячих моментів.

4.2 Висячі (вантові) покриття

Висячими називаються покриття, в яких основними несучими елементами конструкцій є ванти – канати, линви, троси, вигнуті двотаврові балки (жорсткі ванти), що працюють на розтяг. Завдяки високій міцності канатного дроту (1200...1800 МПа) та повному використанні площі перерізу сталі канату під час розтягу висячі конструкції є легкими та економічними. Висячі покриття є архітектурно виразними, зручно транспортуються та монтуються.

Недоліками висячих покриттів є велика деформативність пролітної будови, особливо під дією зосередженого навантаження; складність відведення води з покриття. Для зменшення кінематичних переміщень в висячі системи вводять спеціальні стабілізуючі пристрої або попередньо напружують ванти. Вантові системи розпірні і

відповідно потребують застосування масивних опорних конструкцій у вигляді колон і пілонів, рам і конструкцій трибун, а також замкнутих опорних контурів.

Основним несучим елементом висячих конструкцій є гнучка або жорстка струна, яка працює не тільки на розтяг, а й на згин. Гнучку струну роблять зі сталевих канатів, пучків високоміцного дроту, арматурних стержнів. Для жорстких струн застосовують прокатні профілі та складні перерізи – суцільні, наскрізні.

Залежно від конструктивного рішення пролітної частини розрізняють кілька видів висячих покриттів.

Однопоясні системи з гнучкими вантами (рис. 4.13).

Такі системи покриттів в плані проєктують прямокутними або вигнутими, наприклад круглими.

Вони представляють собою попередньо напружені залізобетонні оболонки, які працюють на розтяг. Напруженою арматурою в них є система з гнучких вант, на які під час монтажукладають збірні залізобетонні плити. В цей час на ванти передається додаткове привантаження, яке після укладки всіх плит і замонолічування швів знімають. Ванти обжимають плити, а залізобетонна оболонка, яка утворилась, отримує попереднє напруження стиску, яке дозволяє їй сприймати напруження розтягу від навантаження і забезпечує загальну стійкість конструкції. Несуча здатність покриття забезпечена розтягом вант.

В покриттях прямокутного плану розпір вант сприймає опорна конструкція з відтяжок і анкерів, які закріплені у ґрунті.

В покриттях круглого (овального) плану розпір передається на зовнішнє стиснуте кільце, яке лежить на колонах і внутрішнє розтягнуте металеве кільце.

Стріла провисання вант таких покриттів складає $f = (1/10 \dots 1/20)L$. Такі оболонки звуться пологими.

Переріз вант визначають за монтажним навантаженням. В цьому випадку ванти працюють як окремі нитки і розпір в них можна визначати без врахування їх деформацій за формулою $H = \frac{M}{f}$

де M – балочний момент від розрахункового навантаження,
 f – стріла провису нитки.

Найбільше зусилля в ванті буде на опорі $T = \sqrt{H^2 + V^2}$

де V – балкова реакція, H – розпір в ванті.

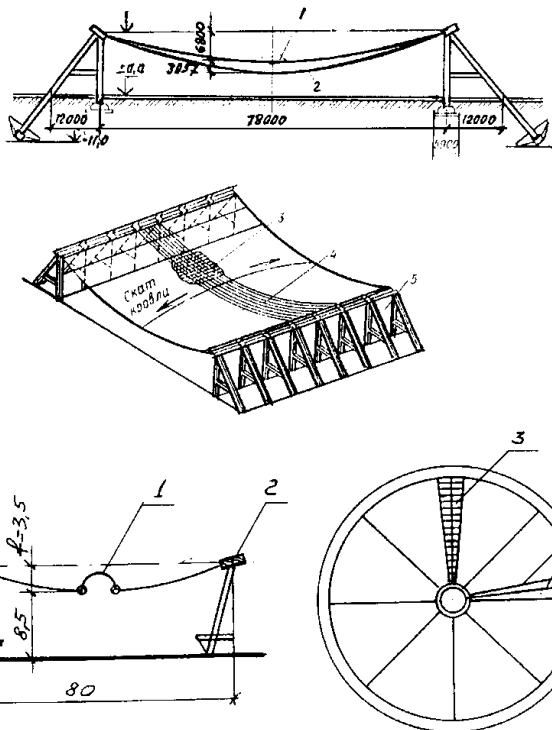


Рисунок 4.13 – Однопоясне покриття з гнучкими вантами:
а – прямокутне в плані; б – кругле в плані

Однопоясні системи з жорсткими вантами (рис. 4.14).

У таких покриттях гнуті жорсткі ванти, які прикріплені до опорного поясу, працюють під дією навантаження на розтяг зі згином. Причому при дії рівномірного навантаження доля згину в напруженнях невелика. При дії нерівномірного навантаження жорсткі ванти починають опиратися місцевому згину, що значно зменшує деформативність всього покриття.

Стріла провису вант тут складає $(1/20 \dots 1/30)L$. Використання жорстких ниток можливо лиш при невеликих прольотах, тому що з збільшенням прольоту ускладнюється монтаж й збільшується їх маса. По таким жорстким вантам можна укласти легку покрівлю, тому що відсутня необхідність в попередньому напруженні (його роль виконує жорсткість на згин у ванті).

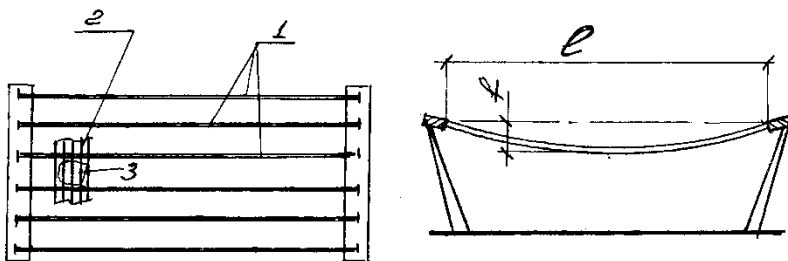


Рисунок 4.14 – Однопоясна система з жорсткими вантами: 1 – поздовжні жорсткі на згин ребра; 2 – поперечні ребра; 3 – мембрана алюмінієва (1,5 мм)

Двопоясні системи

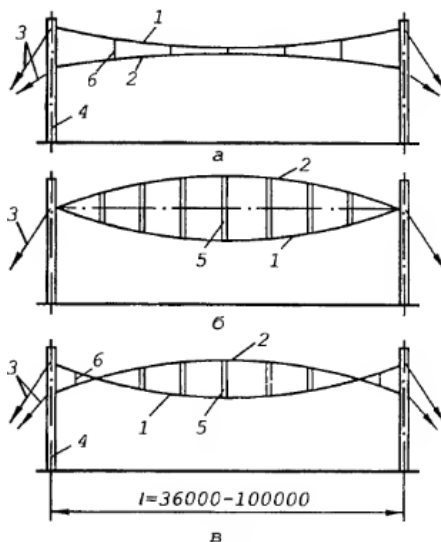


Рисунок 4.15 – Схеми прямокутних двопоясних систем покриття: а – увігнута; б – опукла; в опукло-вгнута; 1 – несуча ванта; 2 – стабілізуючий трос; 3 – відтяжка; 4 – опора; 5 – жорсткі розпірки; 6 – гнучкі затяжки

В покриттях такого типу має місце дві системи вант: несучі (мають вигин вниз), стабілізуючі (вигин угору). Це робить таку систему миттєво жорсткою – здатною сприймати навантаження, які діють в двох напрямках. Вертикальне навантаження спричиняє у

несучій нитці розтяг, а стабілізуючій – стиск. Розрідження від вітру спричиняє в вантах зусилля зворотного знаку.

В покриттях даного типу можна застосовувати легкі покрівлі.

Сідловидні напружені сітки.

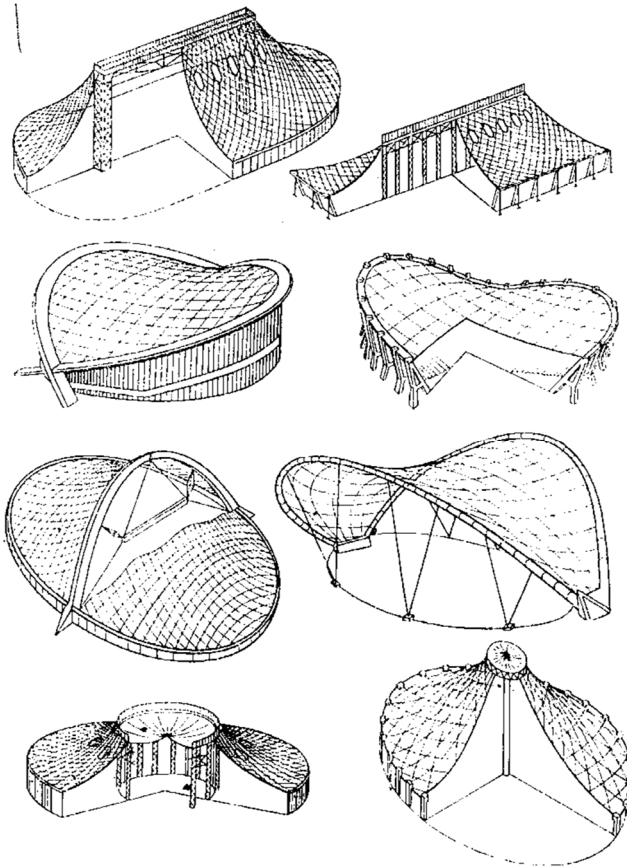


Рисунок 4.16 – Схеми різних типів сідловидних покриттів

Покриття такого типу застосовуються для капітальних будівель і тимчасових споруд.

Сітка покриття складається з несучих (повздовжніх) тросів, які вигнуті донизу, і стабілізуючих (поперечних) тросів, які вигнуті догори.

Така форма покриття дозволяє попередньо напружувати сітку. Поверхня покриття легка з різних матеріалів: від сталевго листа до плівки і тенту.

Крок стержнів сітці приблизно 1 м.

Точні розрахунки сіток таких покриттів можливі тільки на ЕВМ.

Металеві оболонки-мембрани.

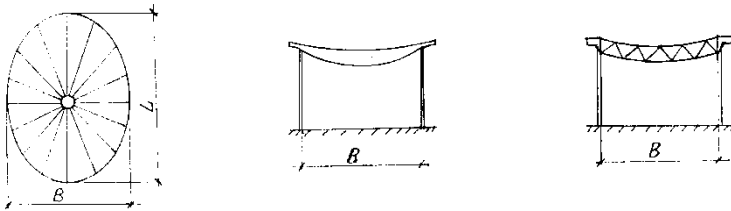


Рисунок 4.17 – Схеми еліпсоподібною в плані оболонки-мембрани

За конфігурацією в плані оболонки-мембрани це еліпс або круг, а форма об'єму оболонок різноманітна: циліндрична, конічна, чашоподібна, сідловидна, шатрова. Оболонки працюють за просторовою схемою, що вигідно за витратами матеріалів і дозволяє застосовувати металеві листи товщиною 2...5 мм.

Розрахунки таких систем виконують на ЕВМ.

Головна перевага таких систем покриття – це суміщення несучих і огорожувальних функцій. Утеплювач та гідроізоляцію укладають на несучу оболонку, не застосовуючи покрівельних плит.

Полотно оболонки випускають на заводі виробнику і поставляють на монтаж у вигляді рулонів, з яких на строй майданчику збирають всю оболонку без застосування риштування.

4.3 Висотні споруди

Висотні споруди прийнято називати споруди, у яких висота набагато перевищує розміри поперечного перерізу. До висотних споруд відносять опори антенних споруд зв'язку, опори повітряних ліній електропередачі, витяжні башти, вентиляційні і витяжні труби, освітлювальні вишки, маяки, водонапірні башти.

За конструктивною схемою висотні споруди можна розділити на два види:

башти – це свободно стоячі споруди, ствол яких жорстко закріплений до основи і працює як консоль. Жорстке сполучення

виконується анкеруванням ствола до фундаменту;

щогли – це високі тонко ствольні споруди, стійкість яких забезпечується системою відтяжок. Ствол щогли розчалений відтяжками і працює як балка на пружно-податливих опорах. Щогли більш економічні ніж башти, для їх встановлення потребується більша площа.

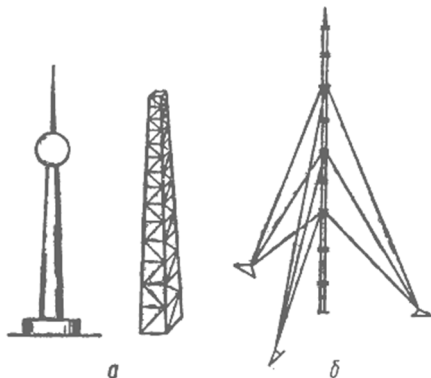


Рисунок 4.18 – Конструктивні схеми: а – башт; б – щогли

За конструктивними особливостями башти і стволи щогл можуть бути решітчастими і суцільними.

Решітчасті конструкції це просторові шарнірно-стержньові системи (ферми) різної конфігурації. Суцільні конструкції виконують у вигляді сталевих циліндричних або конічних оболонок. Решітчасті башти і стволи щогл більше розповсюджені, тому що їх виготовлення і монтаж більш індустриальні.

Решітчасті башти частіш за все виконуються трьох – або чотирьохгранними. Для забезпечення геометричної незмінності в ряду перерізів по висоті башти виконують диски-діафрагми (можуть використовуватися як технологічні площадки). За обрисом поясів башти можуть бути з призматичною або пірамідальною формою без зламів поясів або з одним чи декілька ми зламами по висоті. Типи решіток, застосованих в баштах для з'єднання поясів наведені на рисунку 4.19.

При розрахунках башт і щогл враховують такі навантаження: власну вагу, вагу устаткування, статичну і динамічну складові вітрового навантаження (як домінуюче навантаження), навантаження від ожеледиці, перепад температур (особливо для відтяжок).

Зусилля в елементах башти вираховують від статичних навантажень і інерційних сил по першій, а при необхідності і для вищих, власних форм коливань. Для визначення зусиль використовують точні або наближені методи будівельної механіки.

Щогла складається з жорсткого стовбура, який сприймає стиск і згин, і відтяжок, які можуть робити тільки на розтяг. Розрахункова схема стовбура щогли – нерозрізна багато прольотна балка у якій пружними опорами служать вузли примикання відтяжок. Відтяжки – гнучкі нитки, які навантажені власною вагою і дією вітру, і кінці яких закріплені на різних рівнях. Така вантова-стержнева система має складне поведіння під навантаженням, що пов'язано з роботою відтяжок як гнучких ниток і розрахункова схема може мінятися зі змінами в навантаженні. Розрахунки такої системи виконують за деформованою схемою методами поступового наближення.

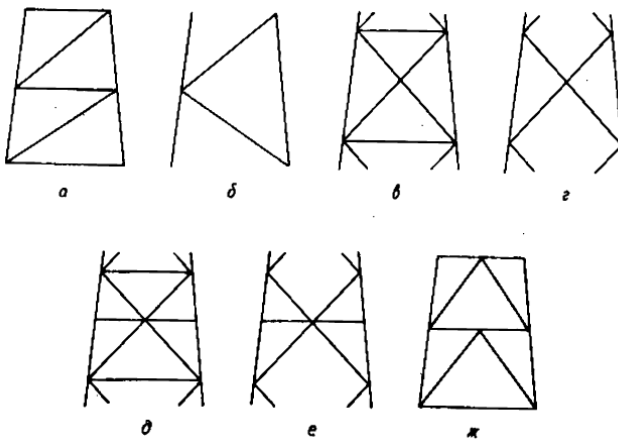


Рисунок 4.19 – Типи решіток сталевих башт:

а – розкісна; б – трикутна; в, д – хрестова; г, е – ромбічна; ж – полу розкісна

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 77 с. – (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с. – (Державні будівельні норми України).
3. Металлические конструкции. Общий курс : учебник / [Е. И. Беленя и др.] ; под ред. Е. И. Беленя. – М. : Высшая школа, 1986. – 591 с.
4. Файбишенко В. К. Металлические конструкции : учеб. пособие / В. К. Файбишенко. – М. : Стройиздат, 1984. – 334 с.
5. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко. – Львів : Світ, 2002. – 312 с.
6. Жербин М. М. Металлические конструкции : учеб. пособие / М. М. Жербин, В. А. Владимирский. – Київ : Вища школа, 1986. – 215 с.

Навчальне видання

СЄДИШЕВ Євгеній Серафимович

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД»

*(для студентів 3–4 курсу напряму підготовки
6.060102 – Архітектура)*

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *Є. С. Сєдишев*

План 2016, поз. 4 Л

Підп. до друку 17.01.2017 р.
Друк на ризографі
Зам. №

Формат 60х84/16
Ум. друк. арк. 4,8
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.03.2014 р.